N° d'ordre

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITE SCIENTIFIQUE ET MEDICALE DE GRENOBLE

pour obtenir le grade de

docteur - ingénieur

par

Gilbert MARTIAL

SUJET

ACTION DES TERRES SUR LES OUVRAGES DE SOUTENEMENTS

- STABILITE DES MURS POIDS -

Soutenue le 22 Septembre 1972 devant la Commission d'Examen

M. SANTON		Président
M. NEGRE M. DUBOIS	}	Examinateurs
M. BIAREZ		Rapporteur

GRENOBLE

N° d'ordre

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITE SCIENTIFIQUE ET MEDICALE DE GRENOBLE

pour obtenir le grade de

docteur - ingénieur

par

Gilbert MARTIAL

SUJET

ACTION DES TERRES SUR LES OUVRAGES DE SOUTENEMENTS

- STABILITE DES MURS POIDS -

Soutenue le 22 Septembre 1972 devant la Commission d'Examen

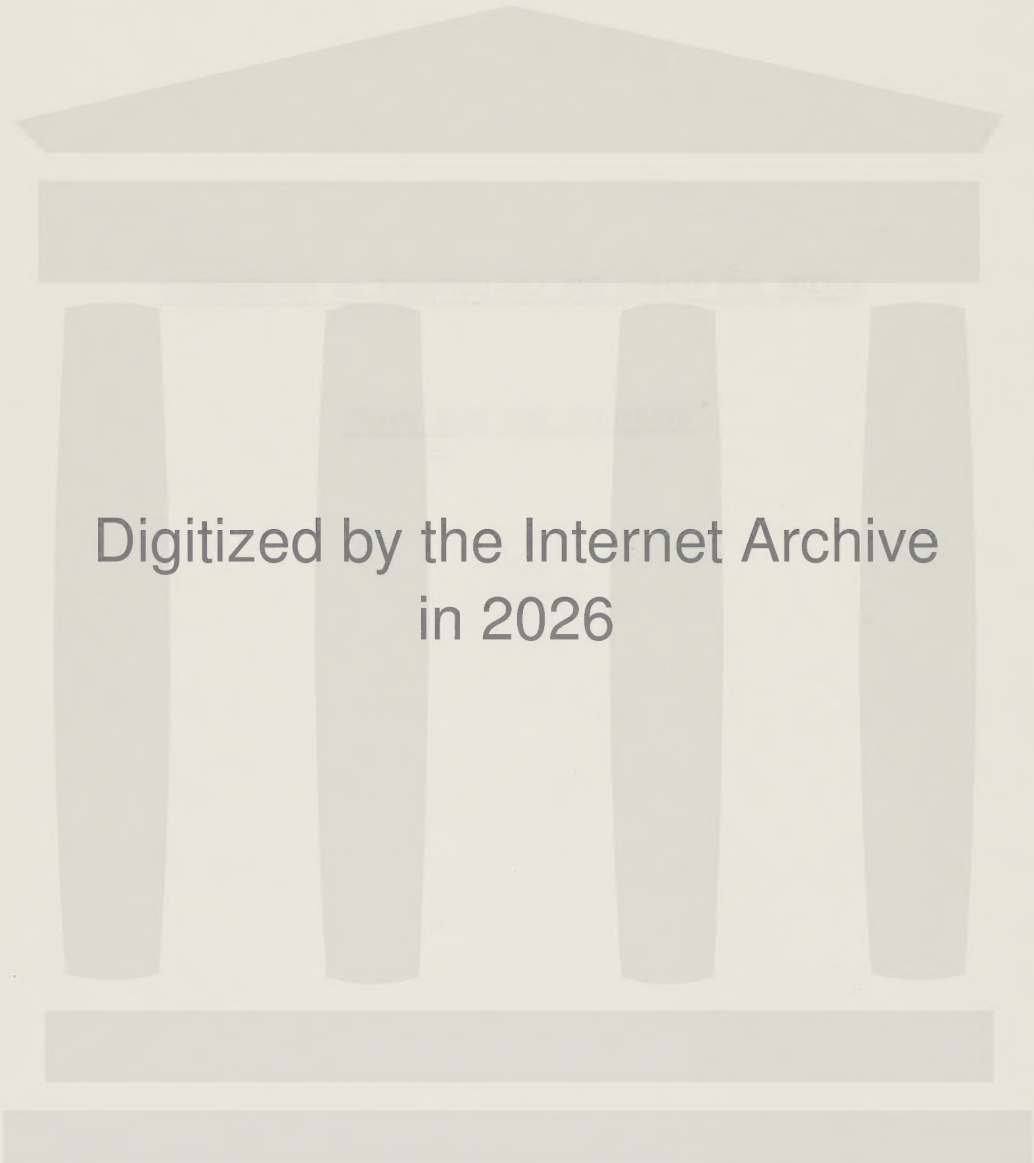
M. SANTON		Président
M. NEGRE M. DUBOIS	}	Examinateurs
M. BIAREZ		Rapporteur

GRENOBLE

UNIV.
LEIDEN
BIBL.

ACTION DES TERRES SUR LES OUVRAGES DE SOUTENEMENT

STABILITE DES MURS POIDS


Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41544313_0039

A V A N T - P R O P O S

Les travaux dont les résultats sont exposés dans le présent mémoire ont été réalisés au laboratoire de Mécanique des Fluides, des Solides et des Sols de l'Université de Grenoble.

Que ceux dont la contribution m'a permis de mener à bien ce travail, trouvent ici l'expression de ma gratitude :

. Monsieur le professeur SANTON m'a enseigné la physique des sols et m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury de cette thèse.

. Monsieur le professeur BIAREZ, en assurant la direction de ce travail, a su, par ses nombreux conseils, me faire profiter de sa profonde connaissance de la Mécanique des Sols.

. Monsieur NEGRE, maître de conférences, m'a enseigné les applications de la théorie de la plasticité. Je suis heureux qu'il ait accepté de faire partie du jury.

. Monsieur DUBOIS, directeur des travaux du port du HAVRE, a bien voulu apporter son jugement de praticien à la critique de ce travail.

. Madame RICCIARDELLA et Mademoiselle SOLARO ont dactylographié le texte avec un soin remarquable.

. Messieurs BRAULT et ELBERG ont prêté leur minutie habituelle à la réalisation matérielle de ce mémoire.

Il m'est également un devoir de remercier tous les camarades étudiants ou personnel du laboratoire, qui au cours de ces travaux, m'ont apporté leur aide et leur amitié.

-=-=-=-

PRINCIPALES NOTATIONS

$2a$	: Dénivellation du sol
B	: Largeur de la base du mur
β	: Angle d'inclinaison du talus sur l'horizontale
γ	: Masse volumique du sol
γ_b	: Masse volumique du modèle
γ_s	: Masse volumique des rouleaux en duralumin
δ	: Inclinaison de la résultante sur la verticale à la base
E_c	: Module d'élasticité circonférentiel de l'enveloppe
E_e	: Module d'élasticité de l'enveloppe
E_s	: Module d'élasticité du sol
e	: Excentricité de la résultante sur la base du mur
e_M	: Excentricité optimum de la résultante
ε_1 , ε_2 , ε_3	: Déformations principales
f	: Profondeur de la fiche
F_1 , F_2 , F	: Coefficients de sécurité
H	: Hauteur du mur
h_r	: Hauteur de remblai provoquant la rupture du mur
i	: Angle d'inclinaison de la paroi rigide
K	: Coefficient de pression des terres
K_o	: Coefficient de pression des terres au repos
K_h	: Coefficient horizontal de pression des terres
K_p	: Coefficient de poussée
K_{o1}	: Coefficient de pression des terres au repos pour un écran incliné
P	: Poussée du remblai sur le mur
Q_δ	: Force portante du mur pour l'inclinaison δ de la résultante sur la base
R	: Résultante sur la base du mur
σ	: Contrainte exercée par le sol sur la paroi

σ_1, σ_2, σ_3: Contraintes principales

σ_n : Contrainte normale à la paroi

$\sigma_{n\infty}$: Contrainte normale à la paroi à une profondeur infinie

ϕ : Angle de frottement interne du sol

x, y : Abscisse et ordonnée du centre de rotation du mur

Ω : Angle de l'écran avec la surface du sol

ω : Angle de rotation du mur

INTRODUCTION

La pression des terres sur un écran plan dépend beaucoup du déplacement absolu de l'écran, ainsi que de son déplacement relatif par rapport aux terres ; de ces déplacements dépendent l'inclinaison des contraintes et la valeur du coefficient de pression. Dans une première partie, nous présentons l'évolution de ce coefficient de pression des terres en fonction des déplacements de l'écran. La deuxième partie sera consacrée à l'étude de la pression des terres derrière un écran fixe.

La troisième partie qui est la plus importante traite de la pression des terres derrière un écran susceptible de se déplacer. Dans cette partie, nous verrons que l'étude pratique de la stabilité des ouvrages rigides pose des problèmes autres que ceux de la pression des terres sur un écran plan. Les ouvrages réels ont des formes complexes sur lesquelles il faut estimer les contraintes. Certaines zones du sol restent liées avec le mur. La rotation de l'ouvrage de soutènement lors de la rupture peut se produire dans deux sens différents, ce qui peut conduire à changer l'orientation des contraintes, mais seulement dans certains cas. Pour tenter de résoudre ces problèmes, nous avons été amenés à réaliser de nombreux modèles de murs de soutènement qui montrent que le calcul classique est parfois dangereux. Ils permettent par ailleurs de rechercher les formes les plus économiques.

Enfin, une quatrième partie sera réservée à l'étude de la pression des terres in-situ sur des écrans fabriqués in-situ.

PREMIERE PARTIE

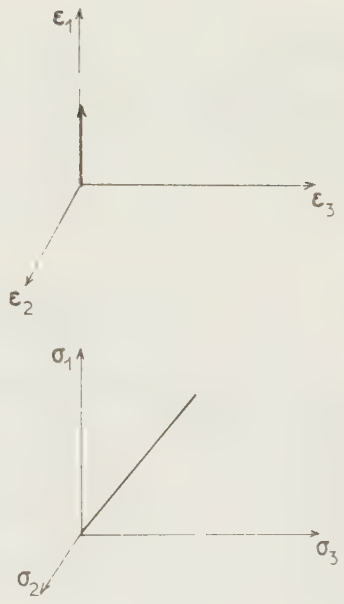
GENERALITES

CHAPITRE 1 - LOI RHEOLOGIQUE

1. CHEMIN OEDOMETRIQUE "RIGIDE"

Si nous considérons un échantillon de sol dans un moule rigide, tel que la déformation sous l'application d'une contrainte σ_1, se produise dans une seule direction ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$), nous constatons que $Ko = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$, est approximativement constant et voisin de la valeur de Jaky : $1 - \sin \phi$ ou

$\frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} = tg\ (\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$; nous appellerons Ko le coefficient de pression des terres au repos.

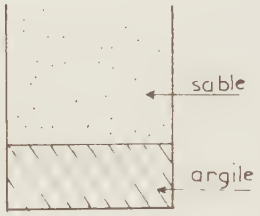


Pour un ouvrage de soutènement, palplanche, paroi moulée ou mur, le sol est toujours déformé. Il ne faut donc pas appeler Ko la valeur de $\frac{\sigma_o}{\gamma z}$ pour un sol situé derrière un mur fixe, mais comparer cette valeur au Ko du chemin oedométrique (σ_o : contrainte exercée par le sol sur l'ouvrage à la profondeur z).

Il faut aussi comparer Ko pour un chemin drainé et K'o pour un chemin non drainé. La sédimentation d'un sol fin, ou sa surcharge rapide peuvent aussi correspondre à K'o voisin de l'unité ; par exemple, lors du remplissage d'un gabion de palplanches dont le fond est formé d'argile molle.

Citons à ce propos les essais de Remy (réf. 11) qui a étudié dans une cuve rigide le coefficient K'o pour une chouche d'argile saturée non drainée surmontée de sable saturé.

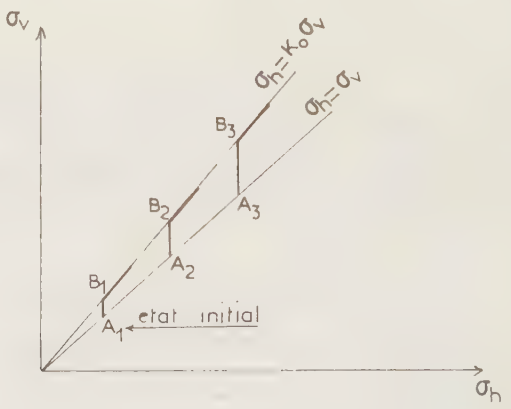
Avant d'introduire le sable, l'argile étant en place et la cuve étant pleine d'eau, il a trouvé K'o = 0,99.



Après avoir introduit le sable, il existe une incertitude sur K'o. Le phénomène de consolidation se produit, car l'argile saturée vient de recevoir une surcharge due au poids de sable versé dans la cuve. Remy a néanmoins trouvé K'o = 0,65.

2. MESURE DE Ko AU TRIAXIAL

Wiendieck, en 1963, a donné au laboratoire de Mécanique des Sols de GRENOBLE (réf. 13), une méthode de mesure de Ko au triaxial : si on considère un échantillon de sol soumis à un état de contrainte isotrope, l'application d'un déviateur vertical ne provoque aucune dilatation horizontale au début de l'essai. Au bout d'un certain temps, l'échantillon tend à se dilater ; on doit alors faire croître la contrainte horizontale, qui était restée constante, afin de maintenir constant le diamètre de l'échantillon.



Wiendieck a fait plusieurs essais en partant d'état isotropes différents. A partir des points B qui marquent l'état de contraintes pour lequel l'échantillon tend à se dilater, on obtient des courbes nettement inclinées qui semblent s'aligner sur une droite commune passant par l'origine. En supposant que la courbe enveloppe

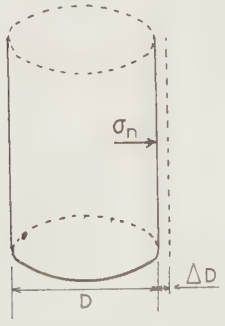
corresponde à la courbe Ko, il est possible de déterminer la valeur de ce coefficient Ko.

Une telle méthode ne peut être qu'approchée car on applique d'abord un chemin isotrope, puis un chemin oedométrique, $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$; or, Biarez à montré (réf. 1) qu'un chemin isotrope modifiait notablement l'anisotropie géométrique et mécanique des milieux sédimentaires. Cette déformation irréversible peut changer la valeur de Ko. Il faut donc toujours remettre l'état de contrainte in-situ en suivant un chemin oedométrique.

3. CHEMINS OEDOMETRIQUES DILATABLES

A partir de chemins oedométriques dilatables, dont le chemin oedométrique rigide est un cas particulier, nous allons pouvoir déduire le coefficient de transmission de contraintes ou coefficient de pression des terres K, dont Ko est un cas particulier.

Nous avons à cette fin, regroupé des expériences réalisées en 1966 par Orliac (réf. 9). Orliac a utilisé des enceintes cylindriques ayant des modules d'élasticité circonférentiel différents : Ec = 20 bars, 60 bars, 150 bars, 11.500, 28.600 bars avec $Ec = \frac{\sigma_n}{\frac{\Delta D}{D}}$



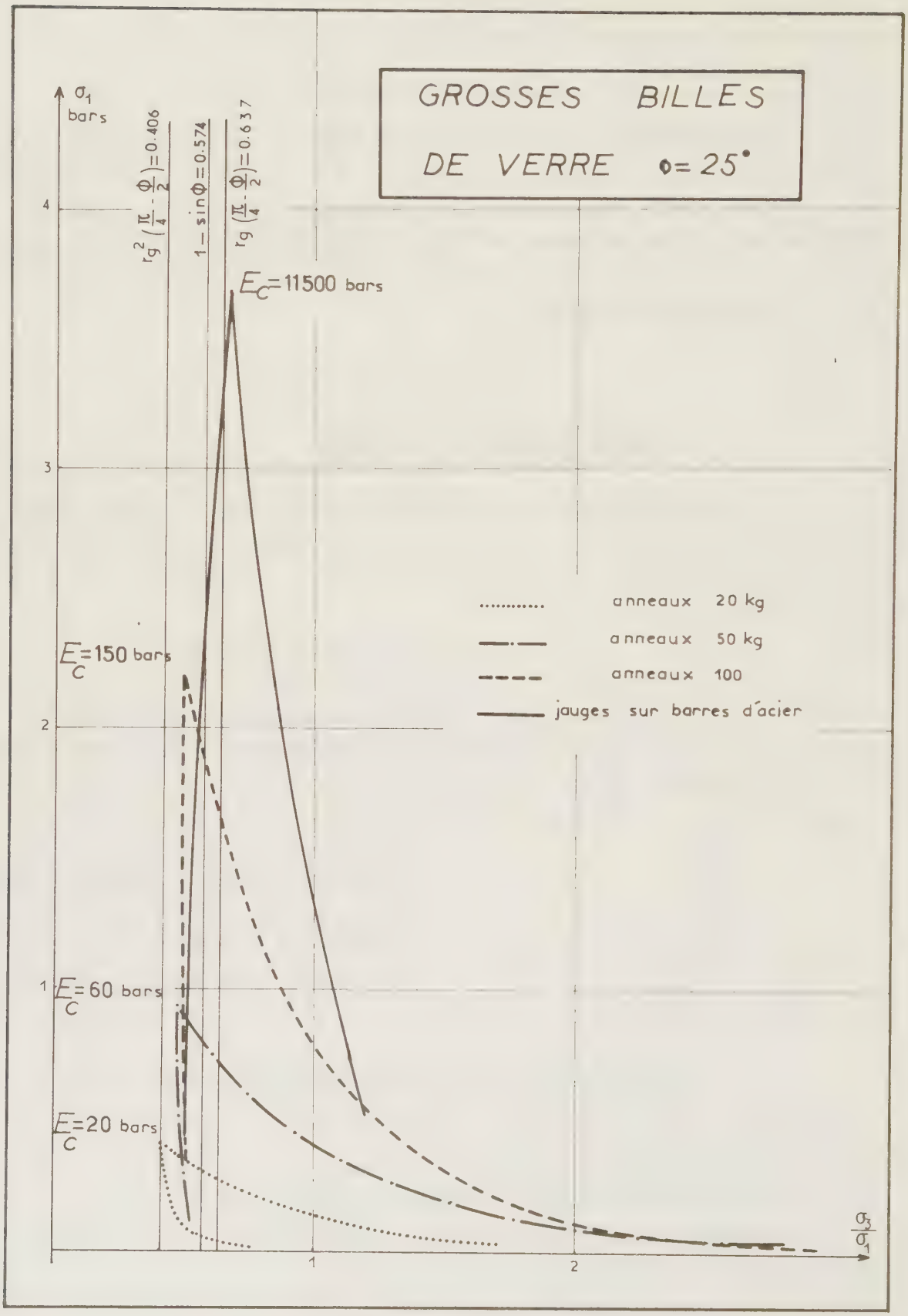
σ_n : contrainte normale à la paroi de l'enceinte

D : diamètre de l'enceinte

Il a étudié dans chaque enceinte les matériaux suivants :

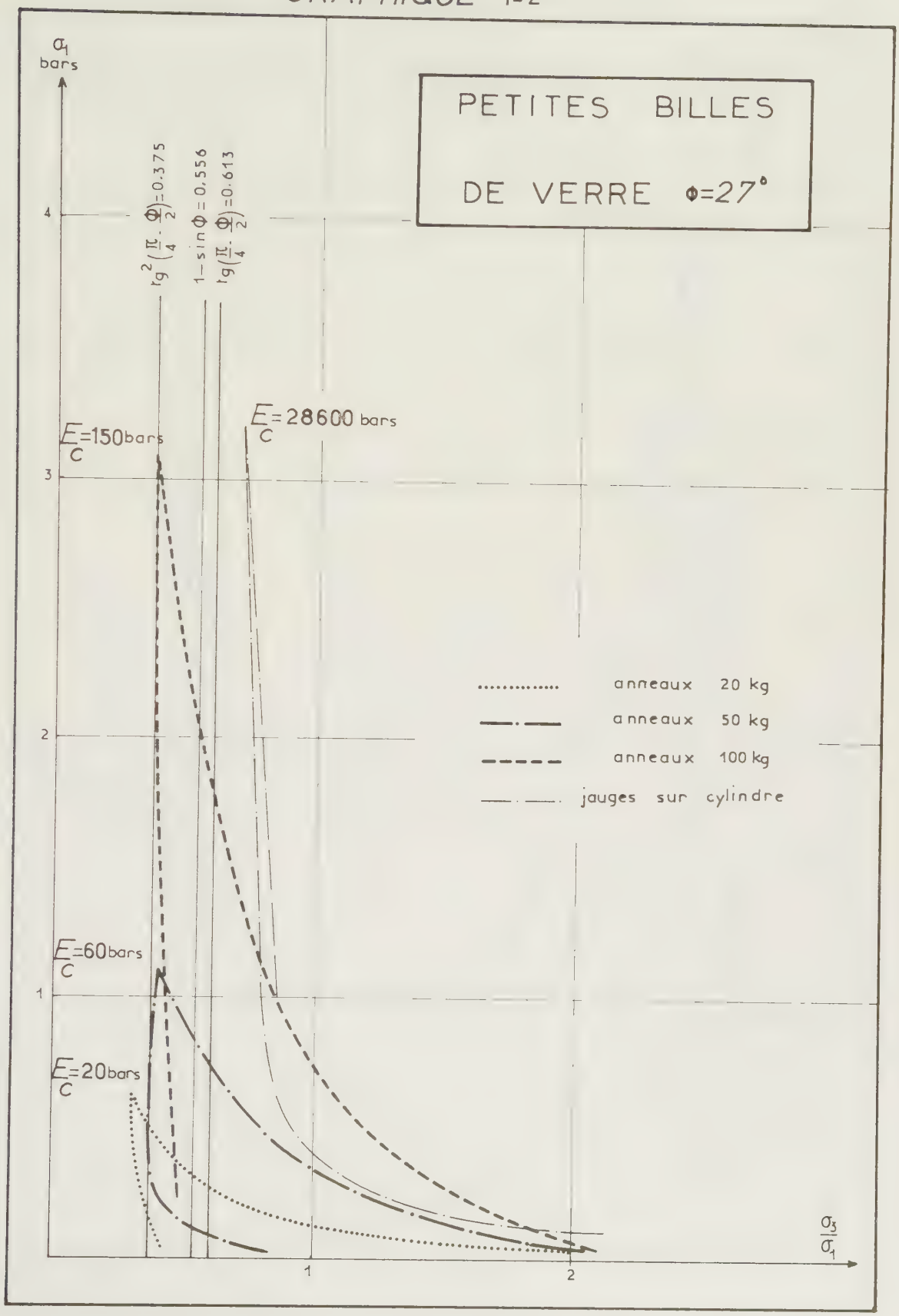
Grosses billes de verre : $\phi = 25°$
Petites billes de verre : $\phi = 27°$
Sable du laboratoire : $\phi = 36°$
Sable de la Rance : $\phi = 40°$

GRAPHIQUE 1-1



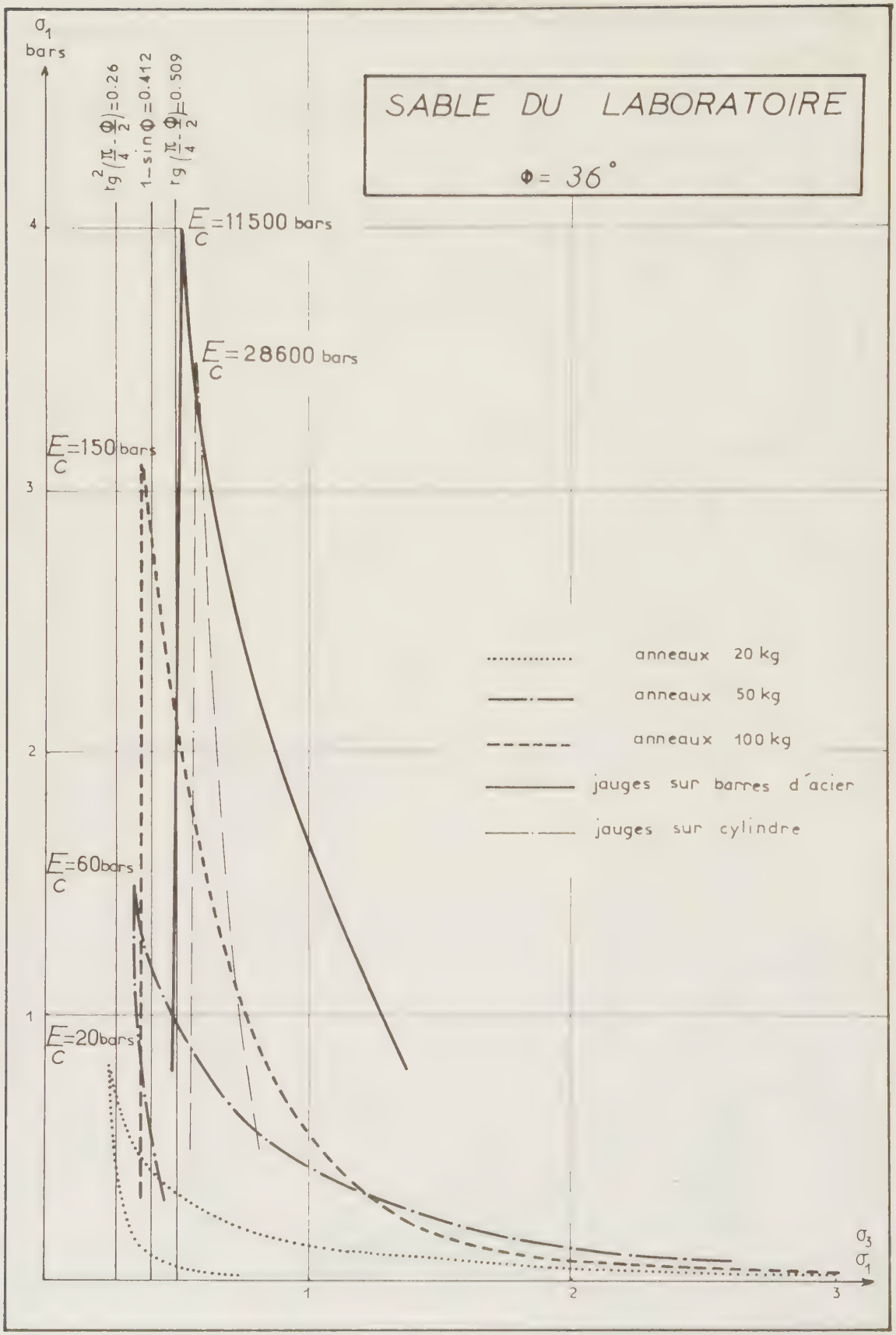
d'apres les essais de Orliac, 1966.

GRAPHIQUE 1-2



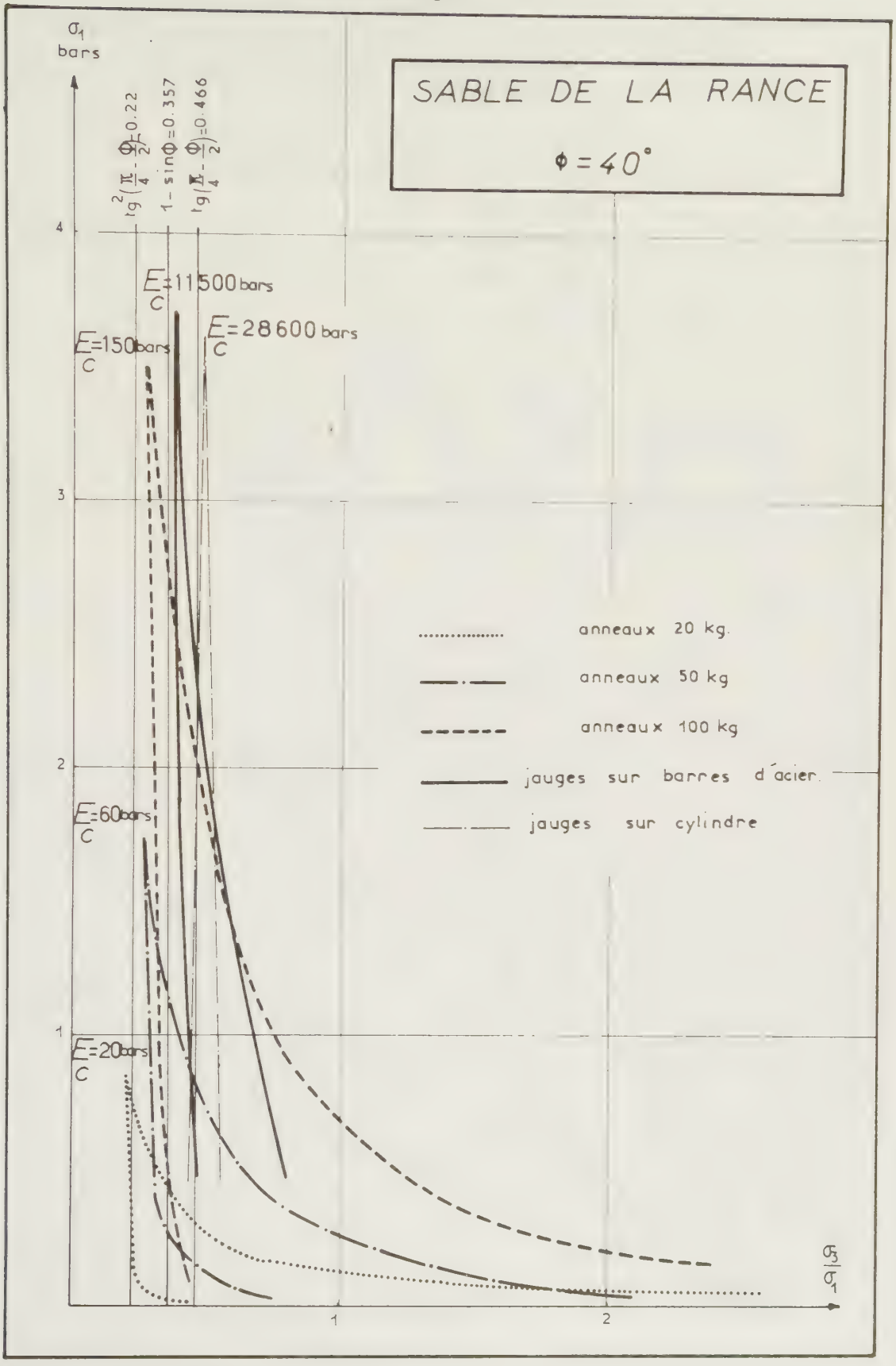
d'apres les essais de Orliac, 1966.

GRAPHIQUE 1-3



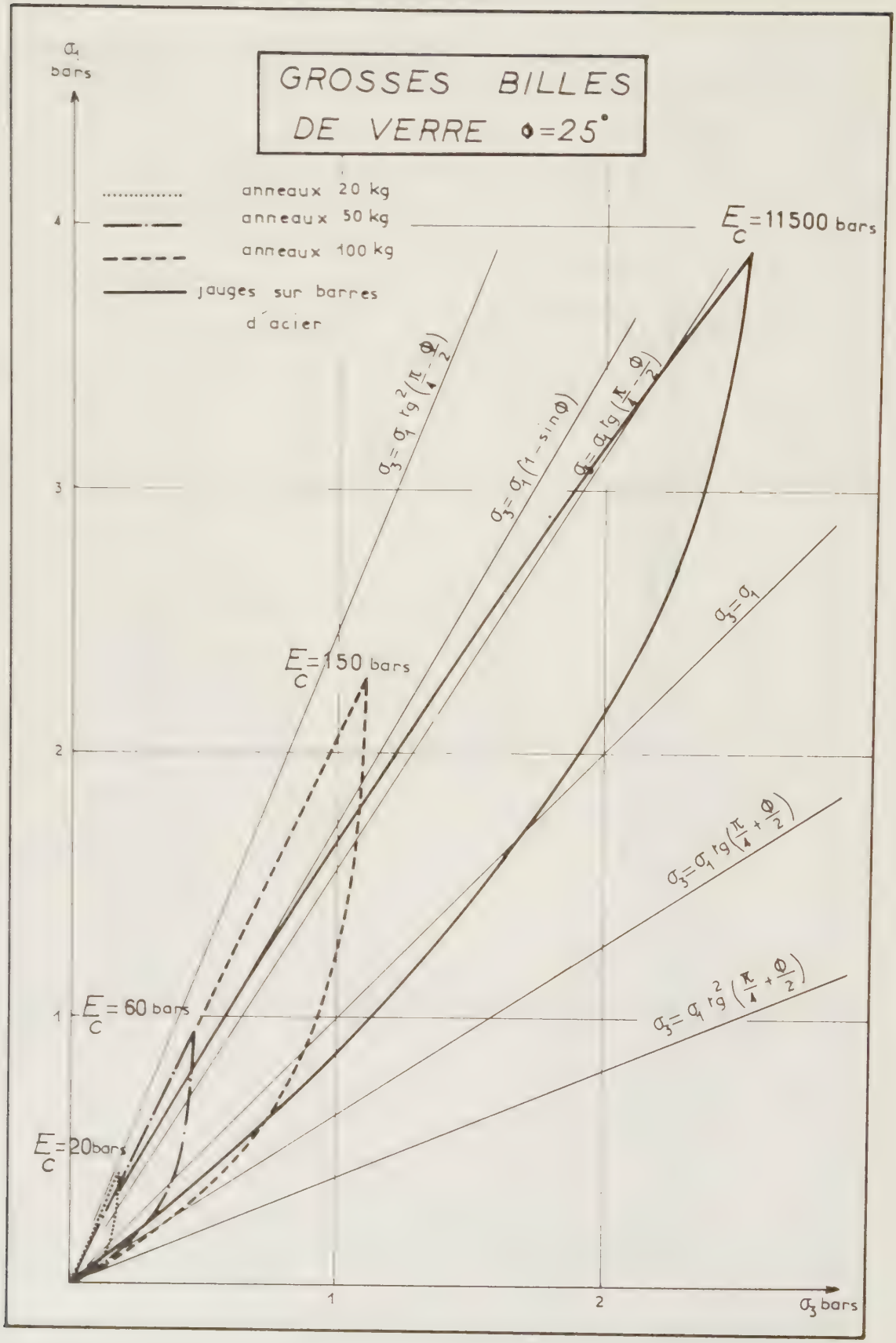
d'apres les essais de Orliac, 1966.

GRAPHIQUE 1-4



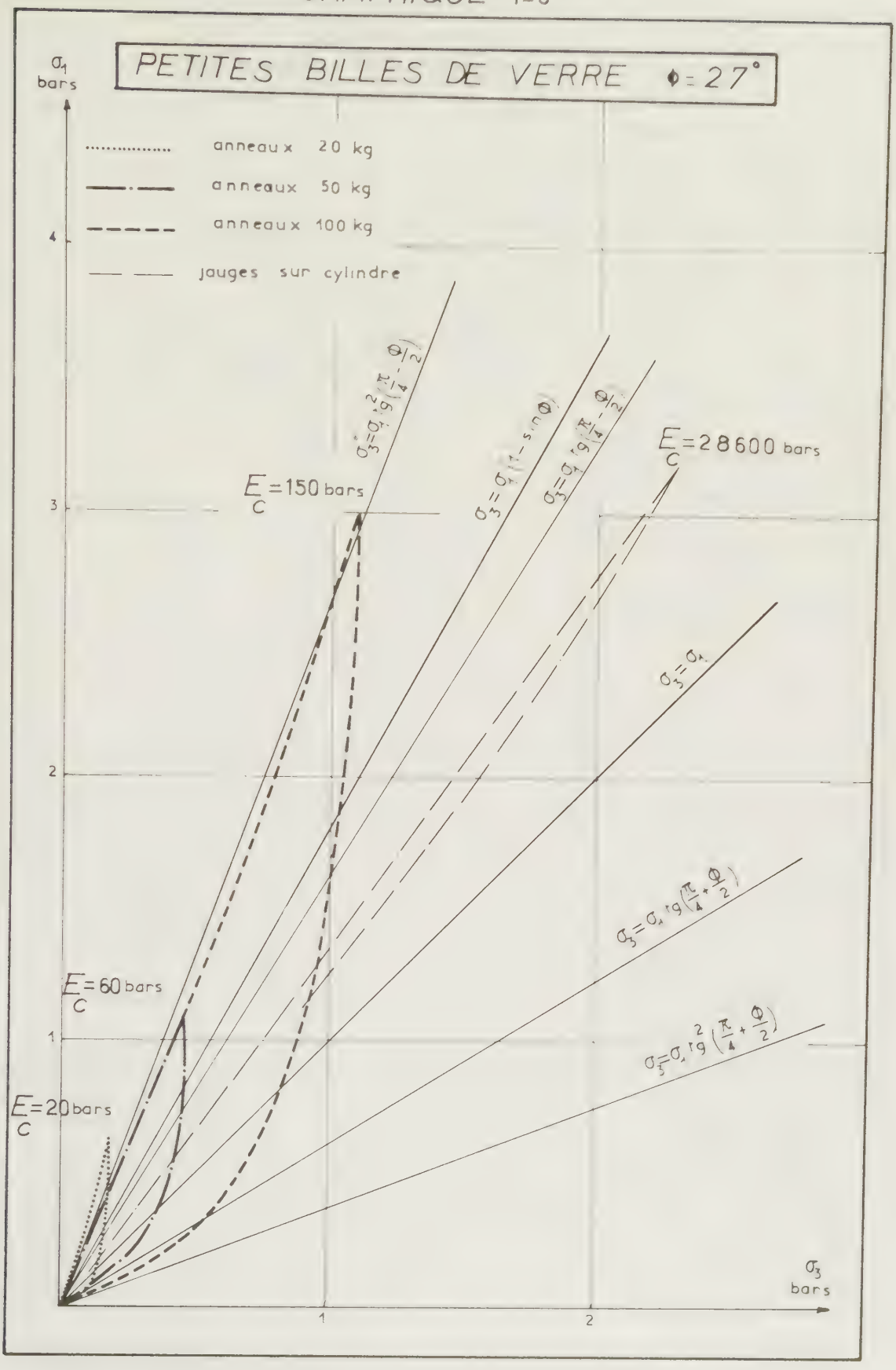
d'apres les essais de Orliac, 1966.

GRAPHIQUE 1-5



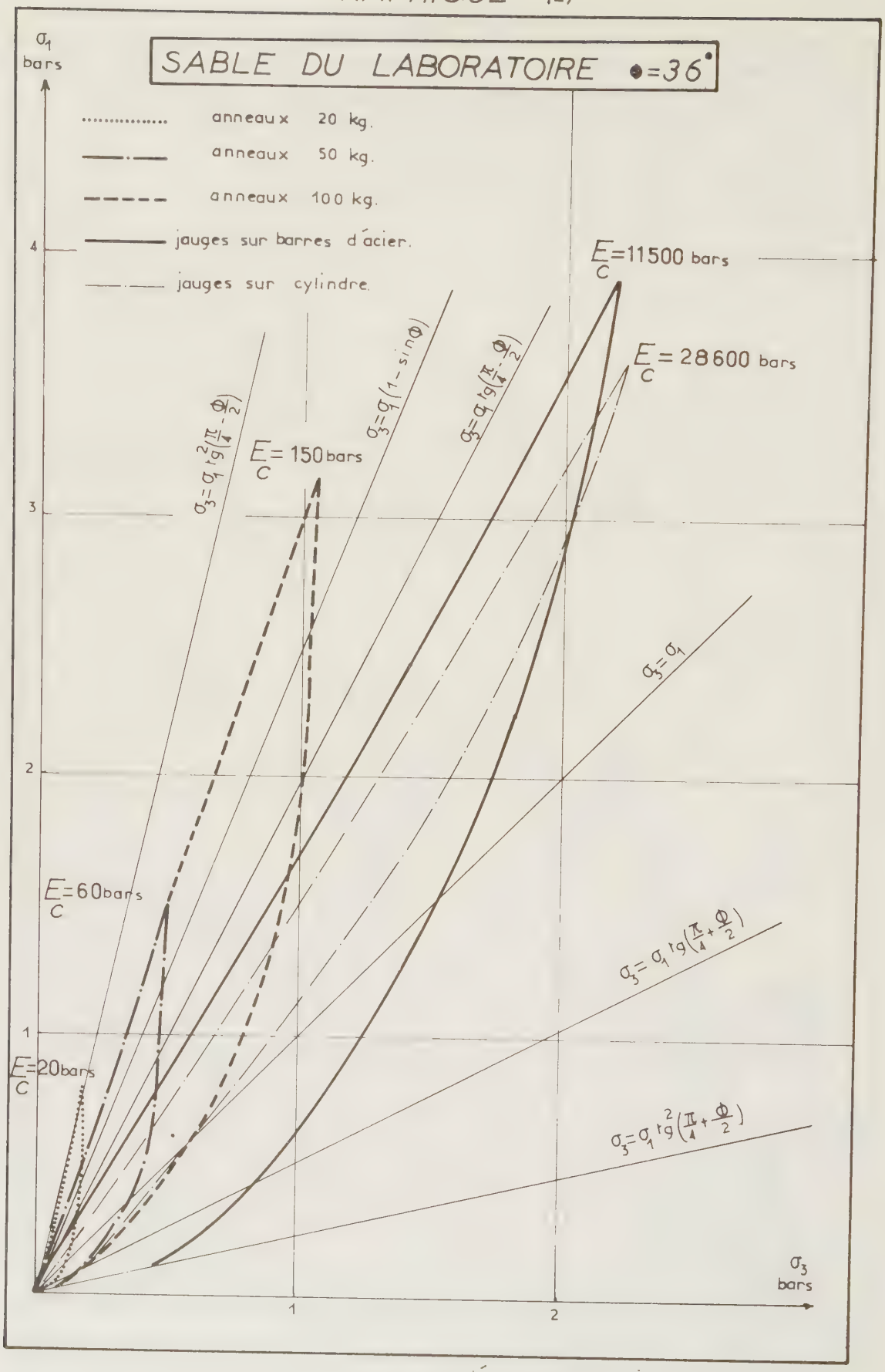
d'après les essais de Orliac, 1966

GRAPHIQUE 1-6



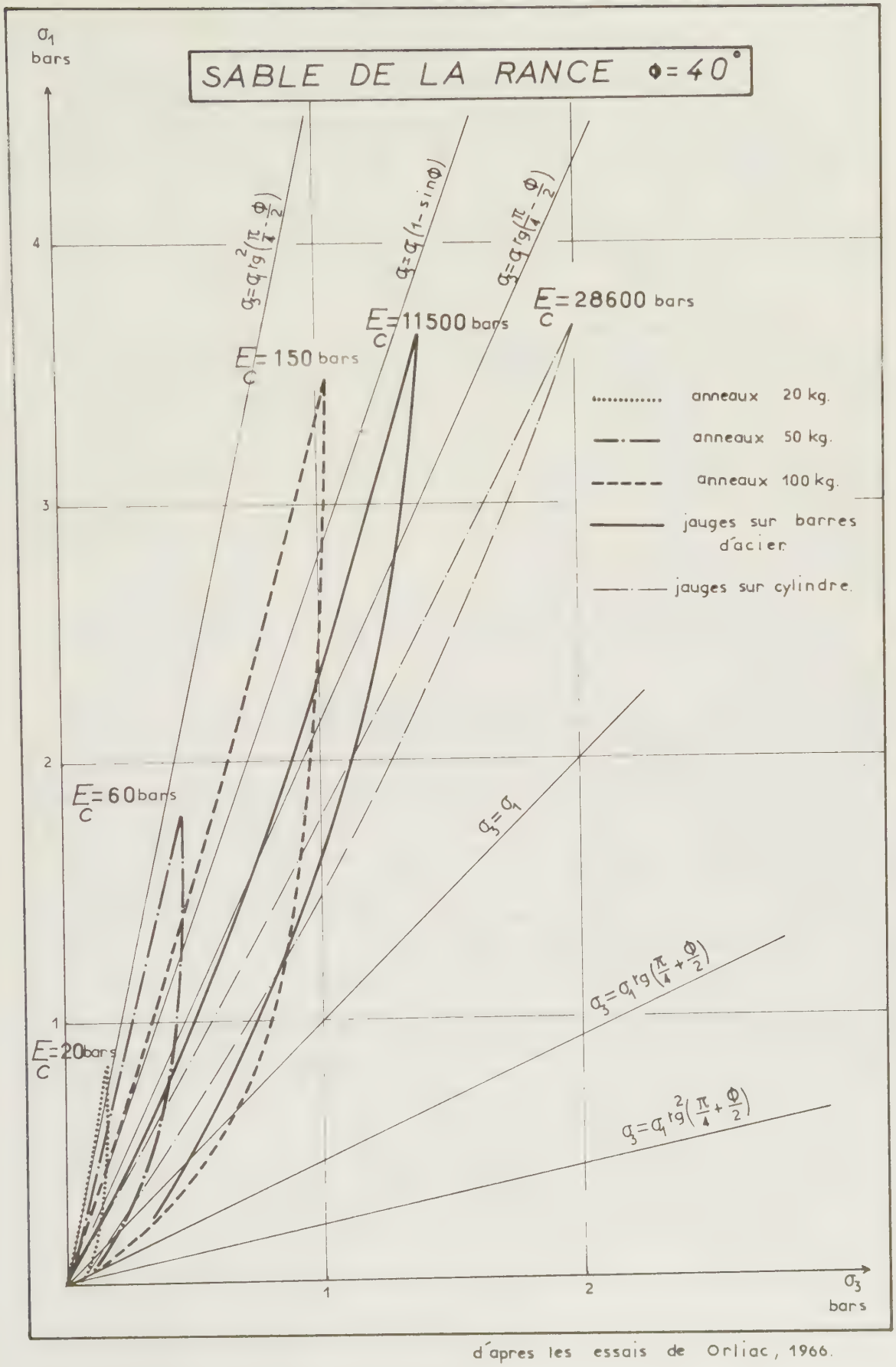
d'apres les essais de Orliac, 1966.

GRAPHIQUE 1-7



d'après les essais de Orliac, 1966.

GRAPHIQUE 1-8



d'apres les essais de Orliac, 1966.

Nous avons regroupé les résultats de charge sur les graphiques I - 1 à I - 8 σ_1 (σ_3) et σ_1 (K), sur lesquels nous avons porté les valeurs des coefficients de poussée $Kp = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$ et les valeurs de: $1 - \sin\phi$ et $tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$.

Il apparaît, d'après ces graphiques, que le coefficient K augmente lorsque la dilatabilité de l'enveloppe diminue, lors de la charge.

Une enveloppe très peu déformable donne un fort K pendant la charge et une valeur proche à la décharge, tandis qu'une enveloppe très déformable donne un faible K lors de la charge et de fortes valeurs à la décharge.

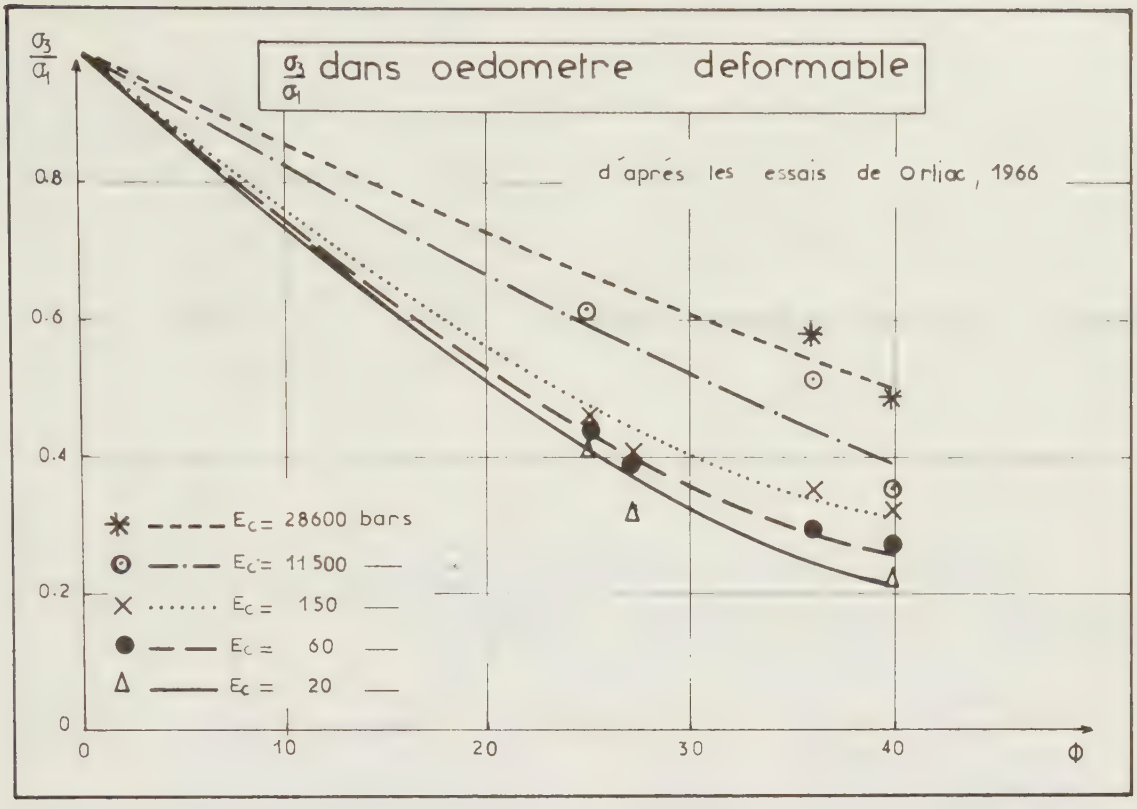
Pour tous les essais, les courbes de charge σ_3 (σ_1) sont pratiquement rectilignes, ce qui signifie que le coefficient de transmission varie peu pendant la charge.

Les essais avec l'enveloppe la plus déformable (Ec = 20 bars) donnent des résultats très voisins du coefficient de poussée $kp = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$. Les essais avec des enveloppes très peu déformables donnent des valeurs très supérieures à $1 - \sin \phi$. Toutefois, si nous remarquons que les courbes de charge relatives à des enveloppes très déformables tendent vers des valeurs plus faibles en fin de charge, alors que ce n'est pas le cas pour les enveloppes peu déformables, il peut paraître de ce fait regrettable que les expériences relatives aux enveloppes peu déformables n'aient pas été poursuivies pour des valeurs de la contrainte majeure σ_1 supérieures, car il est possible que pour de fortes valeurs de σ_1 (qui entraineraient une déformation relativement importante de l'enveloppe), le coefficient K se rapproche de la valeur Kp.

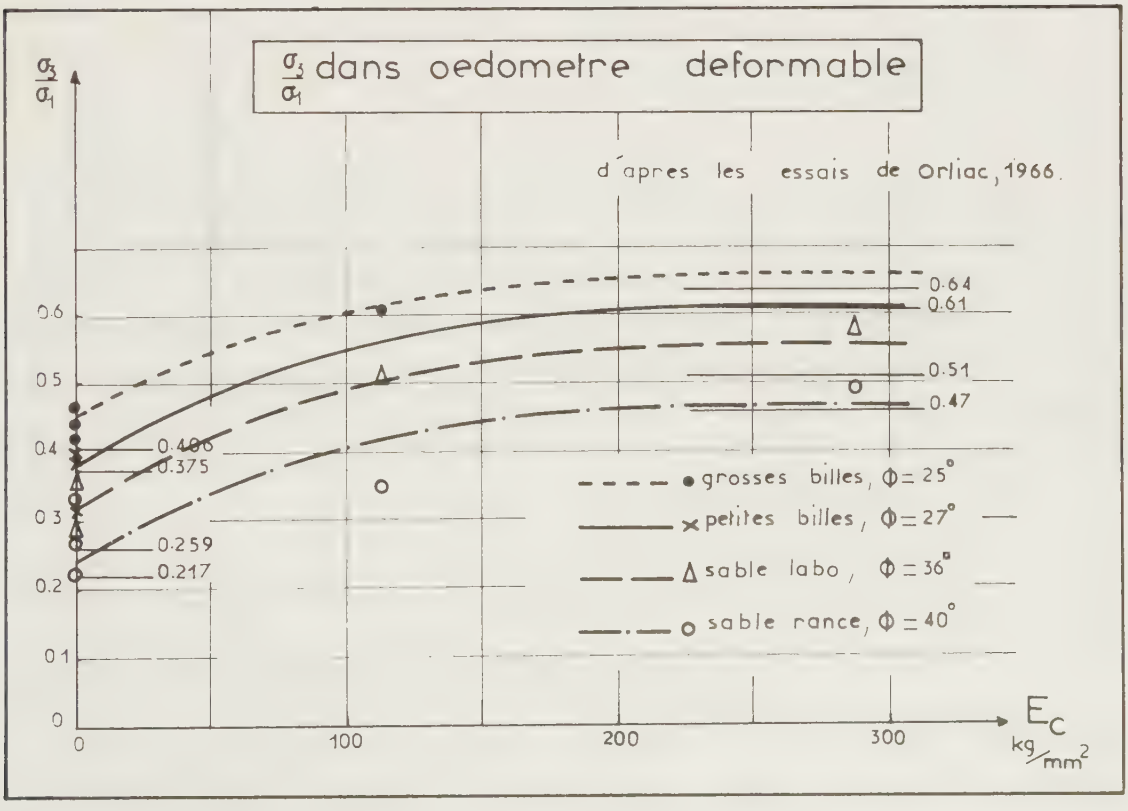
Les graphiques I - 9 et I - 10 qui regroupent les résultats précédents montrent la diminution de $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ moyen lorsque ϕ augmente, ainsi que l'augmentation de $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ moyen avec la rigidité de l'enveloppe.

En supposant un état de contrainte homogène dans l'échantillon de sol, en supposant que l'enveloppe est mince et, dans l'hypothèse de deux milieux élastiques, Orliac propose la formule (réf. 3) :

GRAPHIQUE 1-9



GRAPHIQUE 1-10



$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\nu_s}{1 - \nu_s + \frac{Es}{Ee}\,\frac{R}{e}}$$

ν_s : coefficient de Poisson du sol

E_e : module d'élasticité de l'enveloppe

E_s : module d'élasticité du sol

e : épaisseur de l'enveloppe

R : rayon de l'enveloppe

$$\left(E_e = \frac{\sigma_\theta}{\frac{\Delta R}{R}} \quad \text{avec} \quad \sigma_\theta = \sigma_n \frac{R}{e}\right)$$

Cette formule, si on reste dans son domaine d'application (petites déformations), est bien en accord avec l'expérience :

- lorsque $\frac{Es}{Ee} \longrightarrow 0 \Longrightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \longrightarrow \frac{\nu_s}{1 - \nu_s}$

(enveloppe très peu déformable : déplacements très faibles).

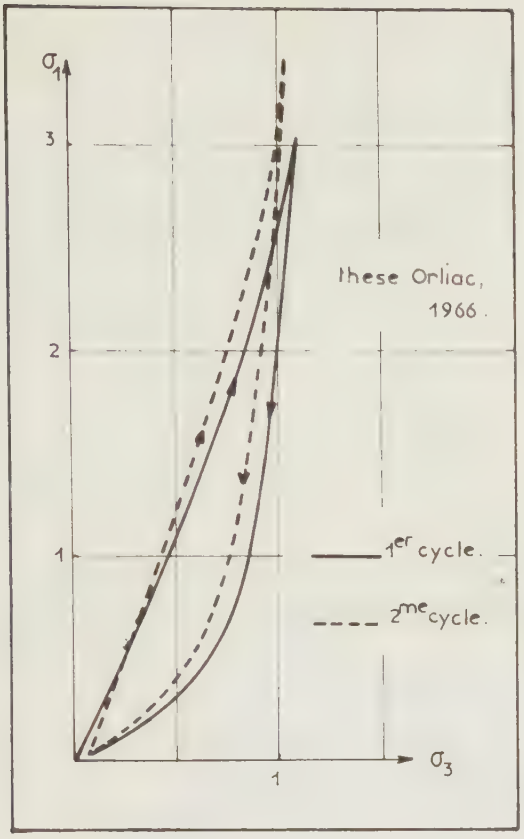
- lorsque $\frac{Es}{Ee} \longrightarrow \infty \Longrightarrow \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \longrightarrow 0$

(enveloppe très déformable).

Nous avons reproduit sur les graphiques 1-11 et 1-12 des courbes de charge décharge à plusieurs cycles ; on peut observer, et tous les résultats de Orliac l'ont montré, que le coefficient de pression est différent à la seconde montée de la première. Donc, les contraintes dépendent de l'histoire du matériau et de la sollicitation. C'est ainsi qu'on peut avoir le K de surconsolidation ou de compactage.

4. AUTRES DEFINITIONS DE Ko

La plupart des auteurs définissent Ko par le rapport $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ lorsqu'il n'y a aucun mouvement dans le sol.



GRAPHIQUE 1-11

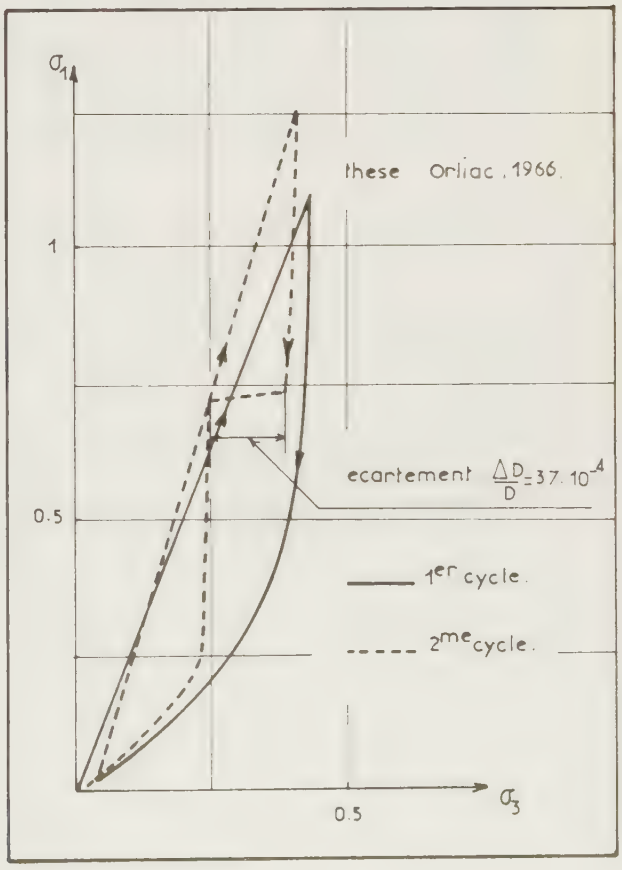
petites billes de verre $\phi = 27°$

E_C = 150 bars

GRAPHIQUE 1-12

petites billes de verre $\phi = 27°$

E_C = 60 bars

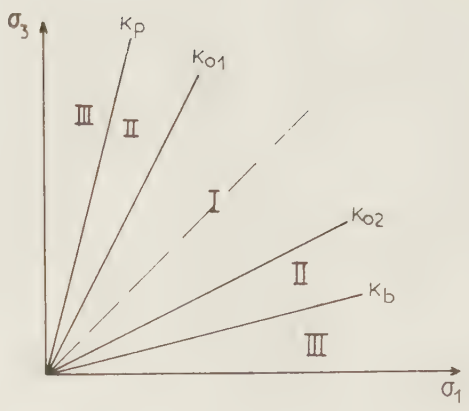


Pour un matériau pulvérulent, PRUSKA (réf. 10) donne dans les axes σ_3, σ_1, les limites de Ko.

Zone 1 : $k_{o2}=tg\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right) < k_o < k_{o1}=tg\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)$

Deux zones II : zones de plasticité locale

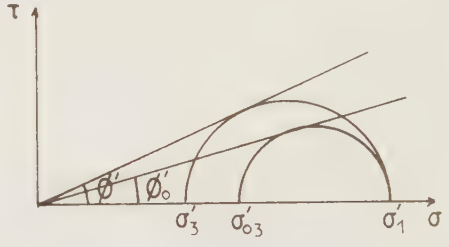
Zones III : zones où l'équilibre des forces est impossible.



Il précise de plus, comme nous l'avons nous aussi signalé que la valeur actuelle de Ko dépend de l'histoire des contraintes auxquelles un sol a été soumis.

Dans un autre article, MYSLIVEC (réf. 8) détermine la pression des sols cohérents à l'état de repos. Il considère dans une première partie, un sol pulvérulent d'angle de frottement ϕ' soumis à une contrainte principale σ'_1.
Il admet que, pour ce sol, la pression latérale à l'état de repos est $\sigma'_{03} = \sigma'_1 (1 - \sin \phi')$

σ'_{03} peut aussi être considéré comme la contrainte principale mineure correspondant à la poussée pour un sol d'angle de frottement ϕ'_o qu'il appelle angle de frottement statique :

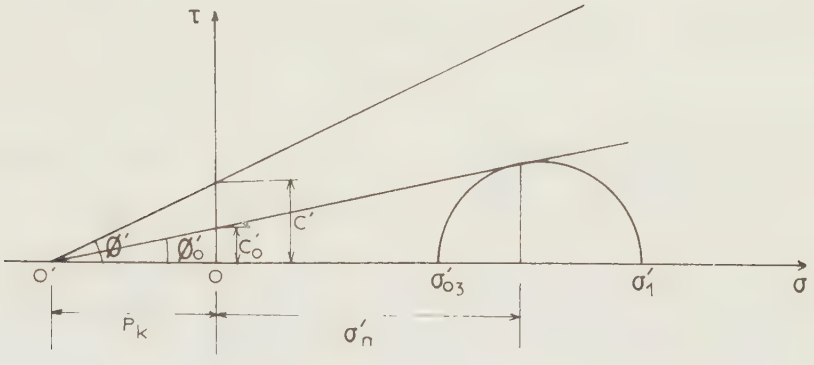


$$\sigma'_1 Ko = \sigma'_1 Koa \quad \text{avec} \quad Koa = \frac{1 - \sin \phi'_o}{1 + \sin \phi'_o}$$

il peut ainsi relier ϕ' à ϕ'_o : $\sin \phi'_o = \frac{\sin \phi'}{2 - \sin \phi'}$

Il fait remarquer qu'à l'état de repos, une partie seulement de la résistance au cisaillement est mobilisée.

Ces résultats lui permettent de déterminer la pression latérale au repos pour des sols cohérents :



De O', il trace la ligne faisant l'angle de frottement statique ϕ'_o avec l'axe des σ . Il trace ensuite le cercle passant par σ'_1 et tangent à cette droite, d'où σ'_{03}. Pour cet état :

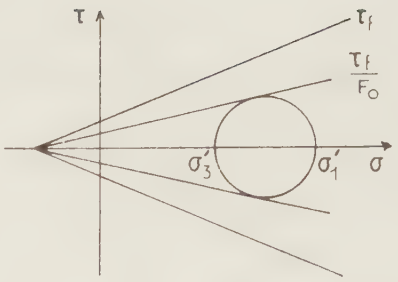
$$\sin \phi'_o = \frac{\sigma'1 - \sigma'_{03}}{\sigma'_1 + \sigma'_{03} + 2\ Pk}$$

d'où : $\sigma'_{03} = \sigma'\ 1\ Koa - 2\ C'_o \sqrt{Koa}$ $\qquad (pk = C'o\ cotg\ \phi'_o)$

C'o est appelé cohésion au repos : $C'o = \dfrac{c'\cot g\ \phi'}{\cot g\ \phi'_o}$

Il apparaît, ce qui est logique, que la cohésion provoque une diminution de la pression des sols dans l'état au repos.

Janbu (réf. 7) donne une définition qui rejoint celle de Pruska. Il considère la pression des terres au repos comme un équilibre limite correspondant à un degré de mobilisation de $\frac{1}{Fo}$ ($Fo > 1$) de la résistance au cisaillement. En posant $\sigma'_3 = Ko \quad \sigma'_1$, il relie Ko à Fo.



BJERRUM et ANDERSEN (réf. 4) présentent une méthode de mesure in-situ des pressions régnant dans l'argile, permettant de calculer Ko.

Lorsqu'on établit une pression d'eau dans le sol supérieure à une certaine valeur, la perméabilité apparente augmente très fort, parce qu'il se produit dans le sol autour du piezomètre, des fissures dues à l'apparition de contraintes de traction.

L'excès de pression d'eau au-dessus de la valeur critique peut se relier aux contraintes effectives po et Kopo

$Ko < 1$ ⟶ fissure verticale

$Ko > 1$ ⟶ fissure horizontale.

Il peut y avoir autour du piezomètre des pertubations qui entrainent une grande incertitude. Afin d'éviter ces problèmes, une nouvelle technique est apparue : lorsqu'une fissure apparaît, la pression d'eau à laquelle elle se referme à nouveau peut être considérée comme une évaluation de la pression latérale dans le sol.

La pression à laquelle la fissure se referme est mesurée et, si les pressions totales autour de la fissure sont inchangées, on considère cette pression comme étant une assez bonne approximation de la pression totale autour de la fissure. En conséquence, la valeur de Ko peut être calculée si la contrainte verticale et la pression interstitielle initiale sont connues.

Etant donné la grande perméabilité des sols autres que l'argile, cette méthode est limitée aux argiles. De même, pour les sols surconsolidés où Ko $>$ 1, cette méthode n'est pas applicable, car dans ce cas, une fissure horizontale apparaît et la méthode nous amène à mesurer le poids de la surcharge.

CHAPITRE 2 - ETAT DE CONTRAINTE IN-SITU

1. SOL QUELCONQUE

Si nous considérons par exemple la répartition en profondeur des contraintes dues à une surcharge, elle n'est pas la même pour une roche homogène, une roche fissurée, un sable ou un gravier et une argile. On sait que, dans l'espace, la contrainte en un point a six composantes, alors que l'on ne dispose que de trois équations d'équilibre. Il faut trouver des relations complémentaires ; c'est ainsi que dans le cas d'un milieu homogène élastique et isotrope, on peut lier les composantes des tensions aux déformations, ce qui donne neuf équations et neuf inconnues et permet de déterminer la répartition des contraintes. Dans tous les autres cas, il y a des concentrations de contraintes que l'on ne sait qu'observer au laboratoire.

Le problème devient insoluble quand on considère l'état initial, c'est-à-dire un état dans lequel il n'y a aucune déformation. Il ne reste plus que trois équations pour six inconnues, car on ne connait pas de loi rhéologique applicable à un tel cas. C'est pour ces raisons que les calculs élastiques sont peu utilisés et que la recherche des propriétés mécaniques des sols est axée sur la rupture. De plus, mises à part quelques rares exceptions, la Mécanique des Sols ne peut pas donner les déformations en fonction des charges appliquées. Pour un sol quelconque, l'application d'une charge en un point donné produit des déformations dans toutes les directions de la masse de sol intéressée. Pour les argiles, nous risquons lors d'une sollicitation simple, d'avoir une anisotropie d'expérience très prononcée (alors qu'il existait déjà une anisotropie de naissance). C'est ainsi qu'on peut passer d'une structure à contacts faces-bords à une structure à contacts faces-faces.

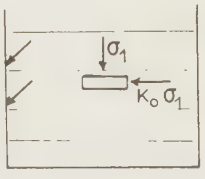
Il en sera de même pour les sables,

ce qui signifie que l'influence du déviateur est beaucoup plus accusée que pour les corps solides.

L'état de contrainte dans un sol quelconque dépend d'un trop grand nombre d'inconnues : mode de fabrication du sol, température, histoire des déformations ; et, cet état est irreversible. Il est donc impossible de prévoir la distribution des contraintes dans un sol quelconque.

2. SOL SEDIMENTE

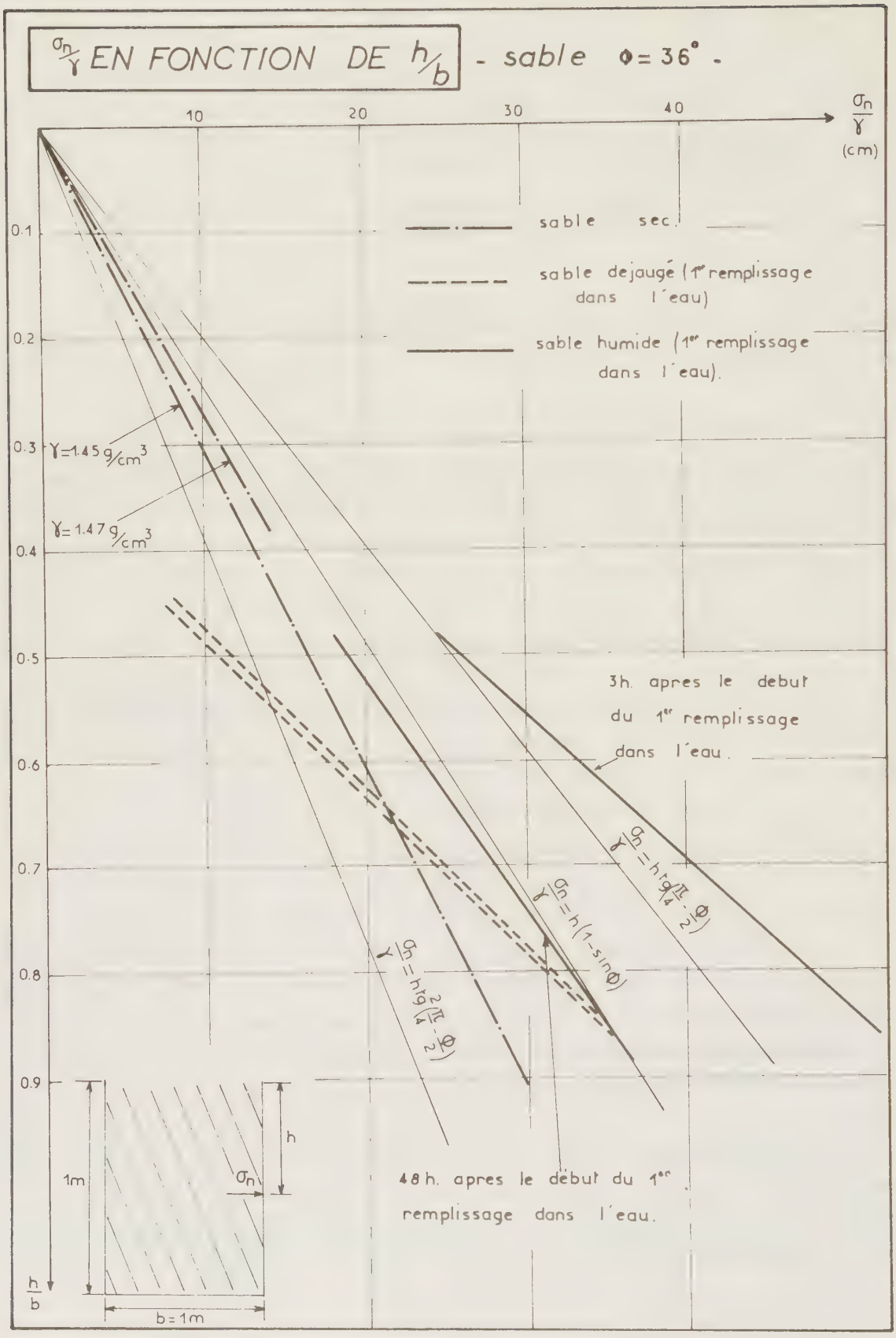
Un sol homogène, horizontal, sédimentaire dans un bassin rigide a une distribution de contraintes approximativement prévisible. On peut, en effet, supposer que le sol a suivi un chemin oedométrique $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ que l'on peut reproduire au Laboratoire où l'on constate que $Ko = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$



Près des parois, ceci est parfois faux : si le sol est assez compressible, les contraintes sont inclinées ; si le sol est incliné, les contraintes sont très différentes de $Ko\ \sigma_1$ sur les parois.

Remy (réf. 11) a réalisé des expériences de ce type dans une cuve rigide avec du sable. Il mesurait la contrainte normale σ_n sur la paroi, ce qui lui permettait de déterminer le coefficient de pression des terres. Il a réalisé plusieurs séries d'expériences dont les résultats sont regroupés sur le graphique 1-13 :

GRAPHIQUE 1-13



d'apres les essais de Remy, 1965.

- remplissage de sable sec ($\sigma n = K \gamma_d h$) ⟶ K = 0,35
- remplissage par déversement de sable dans la cuve remplie d'eau :
  - . avec le sable saturé ($\sigma n = K \gamma' h + \gamma w h$) ⟶ K = 0,3
  - . avec le sable humide,
    3 heures après l'ouverture du drainage $\sigma n = K \gamma h$ ⟶ K = 0,6
  - . avec le sable humide
    48 heures après l'ouverture du drainage $\sigma n = K \gamma h$ ⟶ K = 0,4

Il apparait que K est très élevé peu de temps après le drainage et qu'il décroit beaucoup en fonction du temps. De plus, K est très élevé sur la base de la cuve, où il y a sans doute un effet de frettage.

Il est regrettable que les valeurs de K n'aient été relevées que sur la moitié inférieure de la cuve, car il est impossible de prévoir qu'elle aurait été la pente à l'origine pour le sable déjaugé.

En reprenant un peu plus tard les mêmes expériences, Orliac a montré (réf. 9) que les résultats pouvaient être notablement améliorés par des bagues indépendantes. Ceci montre combien la réalisation du chemin oedométrique dans un cylindre peu déformable est délicate, car elle est perturbée par le frottement, non seulement sur le tube, mais aussi sur les extrémités.

REFERENCES

1ère partie

1 BIAREZ, J. "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents".
Thèse de Doctorat ès Sciences,
Faculté des Sciences de Grenoble, 1962.

2 BIAREZ, J. Panel : "Théorie de poussée et butée des terres".
"Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering". Madrid 1972.

3 BIAREZ, J. - ORLIAC, M. - REMY, C. - THOMAS, B.
"Contraintes dans une enceinte circulaire élastique remplie de sable".
Compte-rendu à l'Académie des Sciences, 1968.

4 BJERRUM, L et ANDERSEN, K.H.
"In-situ measurement of lateral pressure in clay".
Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering". Madrid 1972.

5 CAMBEFORT, Cours de l'Ecole Supérieure des Travaux Publics. 1968.

6 CAQUOT, A. et KERISEL, J. "Traité de mécanique des Sols".

7 JANBU, N. "Earth pressure computations in theory and practice".
"Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering". Madrid 1972.

8 MYSLIVEC, A. "Pressure at rest of cohesive soils".
"Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering". Madrid 1972.

9 ORLIAC, M. "Contribution à l'étude du coefficient de transmission de contrainte de matériaux pulvérulents limités par des enveloppes cylindriques déformables".
Thèse de Doctorat de spécialité.
Faculté de Sciences de Grenoble. 1966.

10 PRUSKA, L. "Basic equations of mesure at rest of granular materials".
"Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering". Madrid 1972.

11 REMY, C. "Contribution à l'étude des contraintes sur une paroi fixe et rigide".
Thèse de Doctorat de Spécialité.
Faculté des Sciences de Grenoble. 1965.

12 TERZAGHI, K. et PECK, R.B. "Cours de mécanique des Sols appliquée".

13 WIENDIECK, K. "L'anisotropie des milieux pulvérulents et son influence sur les tassements".
Thèse de Docteur-Ingénieur.
Faculté des Sciences de Grenoble. 1964.

DEUXIEME PARTIE

PRESSION DES TERRES DEPOSEES

DERRIERE UN ECRAN FIXE

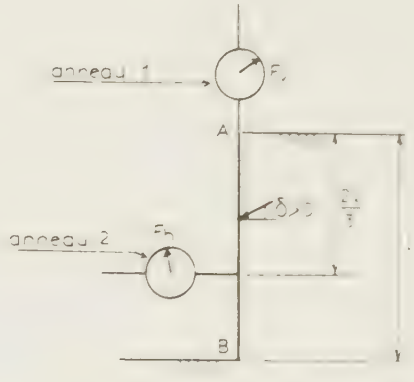
CHAPITRE 1 - SOL HORIZONTAL

1. ECRAN VERTICAL

1.1. Ecran vertical lisse

En milieu bidimensionnel pulvérulent, constitué par des rouleaux en duralumin, d'angle de frottement $\phi = 26°$, (réf. 1), nous avons réalisé l'expérience suivante, comme le montre le schéma ci-contre :

L'écran AB est suspendu par son sommet A et soutient un remblai horizontal. L'anneau 1 permet de mesurer la force verticale, donc l'inclinaison moyenne des contraintes. L'anneau 2 permet de mesurer la force horizontale. Nous avons supposé une répartition des pressions triangulaires et, pour cette raison, nous avons placé l'anneau 2 au 1/3 de la hauteur de l'écran à partir de B. On peut facilement en déduire le coefficient horizontal Kh de pression des terres :



$$Kh = \frac{2\ Fh}{\gamma\ l^2}$$

On a monté le remblai par couches horizontales. L'écran pouvant se déplacer, on le maintenait fixe en agissant sur l'anneau 2.

Nous avons réalisé trois expériences :

1- L'écran AB mesure 20 cm et il est seulement suspendu sans anneau 1. On trouve Kh = 0,67

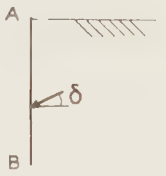
2- Même expérience que pour 1-, mais l'écran AB mesure 40 cm, on trouve ici $K_h = 0,65$

3- L'écran mesure 40 cm et nous avons placé l'anneau 1
$K_h = 0,67$ et l'inclinaison moyenne des contraintes est de 3° seulement.

Si nous considérons la valeur de Jaky : $tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,625$, nous voyons que nos résultats sont comparables, bien que légèrement supérieurs.

1.2. Ecran vertical rugueux

Si nous prenons un écran rugueux et s'il n'y a aucun mouvement du sol par rapport à l'écran, il est impossible de mobiliser de fortes valeurs de l'inclinaison δ des contraintes sur l'écran.



En supposant, par contre, que le sol au niveau de A s'abaisse par rapport à l'écran, il est possible de mobiliser le frottement maximum δ max.

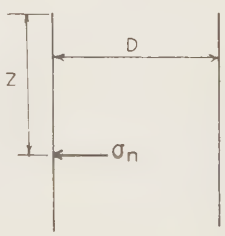
Entre ces deux cas extrêmes, le sol est toujours compressible, donc a un mouvement par rapport à l'écran.

Si le sol est très compressible, on peut atteindre des valeurs importantes de δ . Si le sol est peu compressible, les valeurs de δ sont relativement faibles.

1.3. Zone limitée : silos (matériaux pulvérulents)

Considérons une cuve de diamètre D à 3 dimensions (ou deux parois distantes de b à 2 dimensions) dans laquelle se trouve un sol de masse volumique γ .

Soit σ_n la composante normale de la pression s'exerçant sur la paroi à la profondeur z.



1.3.a Formules de répartition des contraintes normales σ_n

De nombreux auteurs ont proposé des formules pour la répartition de σ_n. Il faut citer :

* La formule de Caquot (réf. 1) (suppose le sol en plasticité)

$$\sigma_n = \sigma_{n\infty} \left(1 - e^{-\frac{\gamma z}{V}}\right)$$

avec $V = 2\gamma \frac{S}{P} \frac{1}{\sin 2\delta} \frac{\sin(\omega + \delta)}{\sin(\omega - \delta)}$ et $\sin\omega = \frac{\sin\delta}{\sin\phi}$

S : surface de la section droite du cylindre

P : périmètre de la section droite

* La formule de Janssen (réf. 6)

$$\sigma_n = \sigma_{n\infty} \left(1 - e^{-\frac{z\,P}{S} K \operatorname{tg}\delta}\right)$$

avec K = 0,7 pour le blé uniquement

* La formule de Jakobson (réf. 4) : il suppose le sol en plasticité :

$$\sigma_n = \sigma_{n\infty} \left(1 - e^{-\frac{z\,P}{S} K \operatorname{tg}\delta}\right)$$

avec $K = \dfrac{1 + \sin^2\phi - 2\sqrt{\sin^2\phi - \operatorname{tg}^2\delta \cos^2\phi}}{\cos^2\phi + 4\operatorname{tg}^2\delta}$

* La formule de M. Reimbert (réf. 9)

$$\sigma_n = \sigma_{n\infty} \left[1 - \left(\frac{h}{A} + 1\right)^{-2}\right]$$

avec $A = \dfrac{Q_\infty - Q_o}{\gamma S}$; $Q_o = \gamma S \frac{H}{3}$; $Q_\infty = \dfrac{\gamma S \frac{S}{P}}{\operatorname{tg}\delta \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}$

* Le professeur Jaky (réf. 5) a proposé des formules très compliquées. Il considère deux zones dans le silo :

- la partie supérieure où l'inclinaison des contraintes sur les parois croît jusqu'à la valeur maximale $\operatorname{tg} \delta$ (δ : frottement sol/paroi).
- la partie inférieure où l'inclinaison des contraintes reste constante : $\operatorname{tg} \delta$.

1.3.b Etablissement d'une formule simplifiée

Nous raisonnons tout d'abord à trois dimensions :

La force verticale moyenne s'exerçant à la profondeur z est égale à :

$$\gamma z \frac{\pi D^2}{4} - \sum \text{forces de frottement.}$$

Soit δ l'angle de frottement sol-paroi, la force de frottement s'exerçant sur une tranche de sol de hauteur dz est : $\sigma_n \operatorname{tg}\delta \pi D dz$

et à la profondeur Z : $\int_0^Z \sigma_n \operatorname{tg}\delta \pi D dz$

On peut donc admettre que la contrainte verticale σ_v moyenne s'exerçant sur la surface $\frac{\pi D^2}{4}$ est :

$$\sigma_v = \gamma Z - \int_0^Z 4 \sigma_n \operatorname{tg} \delta \frac{dz}{D}$$

Nous faisons ici deux hypothèses :

. Nous supposons tout d'abord que δ est constant tout au long de la paroi. Ceci est justifié si la compressibilité du matériau n'est pas très importante, ce qui est le cas pour les matériaux pulvérulents et d'autre part, s'il n'y a pas d'abaissement du fond du silo.

. D'autre part, nous supposons que $\frac{\sigma_n}{\sigma_v} = Ko$ du chemin oedométrique défini en I.1 chap. I. Cette hypothèse est approximativement justifiée, car les parois du silo sont fixes. Compte tenu des remarques restrictives faites en I.1 chap. I, nous pouvons prendre comme valeur approchée de Ko la valeur de Jaky

$$\frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Dès lors :

$$\sigma_n = K_o z \gamma - \frac{4 K_o \operatorname{tg}\delta}{D} \int_0^z \sigma_n \, dz$$

en posant $Y = \int_0^z \sigma_n \, dz$ on arrive à l'équation différentielle linéaire du ler ordre :

$$Y' + \frac{4 K_o \operatorname{tg}\delta}{D} Y = K_o \gamma z$$

après intégration :

$$Y = \frac{\gamma D}{4 \operatorname{tg}\delta} \left[z - \frac{D}{4 K_o \operatorname{tg}\delta} \right] + L \, e^{-\frac{4 K_o \operatorname{tg}\delta}{D} z}$$

L étant une constante d'intégration.

On obtient pour σ_n :

$$\sigma_n = \frac{\gamma D}{4 \operatorname{tg}\delta} - \frac{4 L K_o \operatorname{tg}\delta}{D} \, e^{-\frac{4 L K_o \operatorname{tg}\delta}{D} z}$$

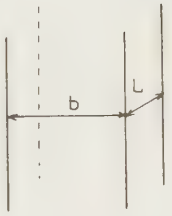
en écrivant que $\sigma_n = 0$ pour $z = 0$, on trouve :

$$L = \frac{\gamma D^2}{16 K_o \operatorname{tg}^2\delta}$$

d'où :

$$\sigma_n = \frac{\gamma D}{4 \operatorname{tg}\delta} \left(1 - e^{-\frac{4 K_o \operatorname{tg}\delta}{D} z} \right)$$

A deux dimensions dans le cas de rouleaux compris entre deux plaques verticales de largeur L et distantes de b, le même raisonnement est applicable avec les mêmes hypothèses concernant Ko et δ .



La force verticale s'exerçant à la profondeur z est :

$$\gamma z b L - \int_0^z \sigma_n \operatorname{tg}\delta \, 2L \, dz$$

La contrainte verticale moyenne est donc :

$$\sigma_v = \gamma z - \int_0^z \sigma_n \, tg\delta \, \frac{2}{b} \, dz$$

et $$\sigma_n = K_o \gamma z - \frac{2 K_o tg\delta}{b} \int_0^z \sigma_n \, dz$$

De même, ici en posant $Y = \int_0^z \sigma_n \, dz$, on arrive à l'équation différentielle :

$$Y' + \frac{2 K_o tg\delta}{b} Y = K_o \gamma z$$

Cette équation différentielle est analogue à la précédente et on obtient

$$\sigma_n = \frac{\gamma b}{2 tg\delta} \left(1 - e^{-\frac{2 K_o tg\delta}{b} z} \right)$$

Sur le graphique 2-1, nous avons reporté, à deux dimensions pour b = 20 cm, les courbes déduites des formules de Reimbert, Jaky, Jakobson, Caquot et la formule simplifiée que nous proposons, en prenant comme angle de frottement celui des rouleaux en duralumin, $\phi = 26°$.,

d'où $$Ko \simeq \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} = 0{,}63$$

Notre courbe a sensiblement la même allure que les autres, mais en moyenne, les valeurs de σn sont sensiblement plus importantes et se rapprochent plus vite de la valeur asymptotique.

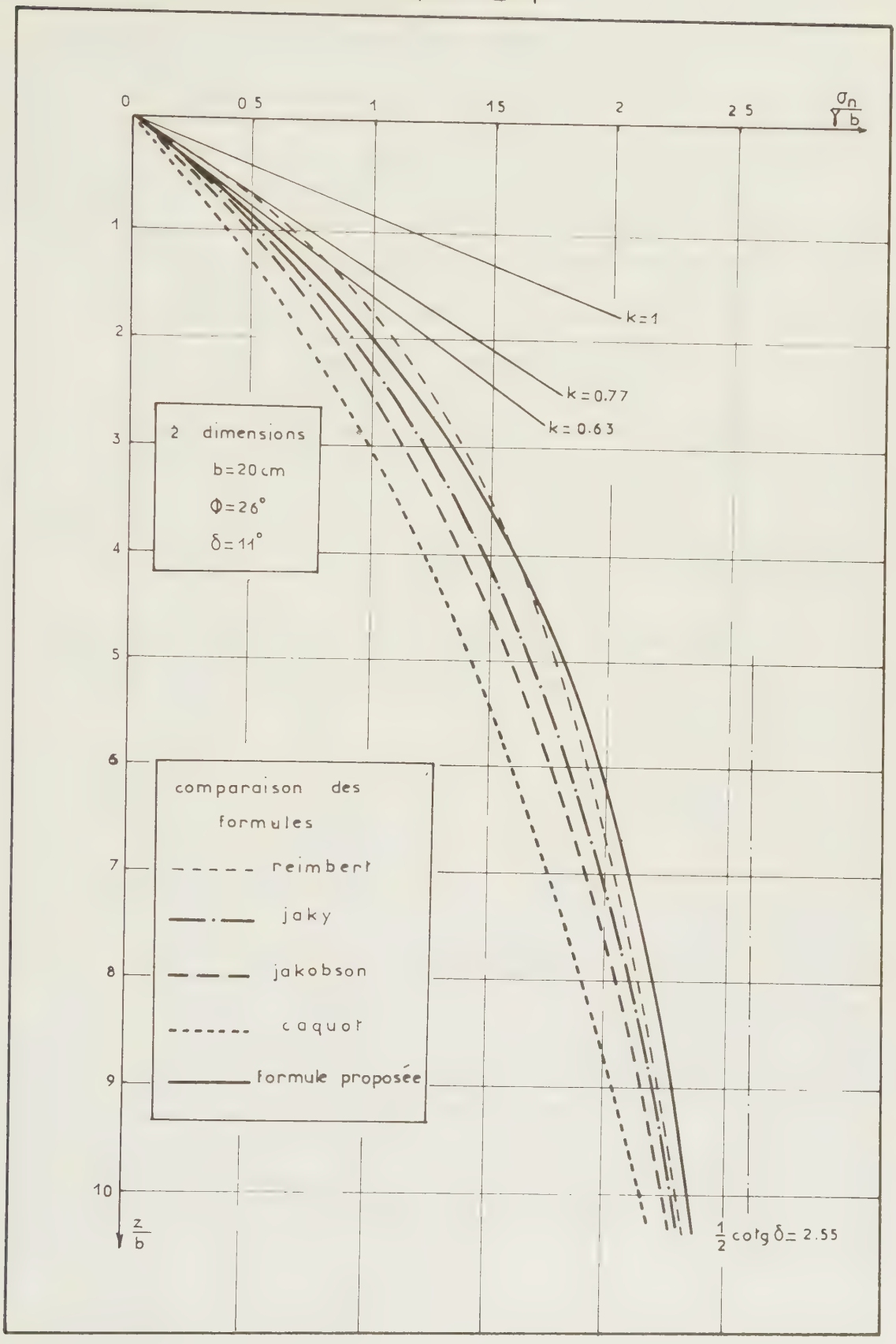
La tangente à l'origine de σn en fonction de z doit être égale à $Ko\ \gamma$; en effet, lorsque $z \longrightarrow 0$, les forces de frottement sont nulles donc

$$\frac{d\sigma_n}{dz} = \gamma K_o \qquad \text{pour} \quad z = 0$$

Nous pouvons le vérifier :

$$\frac{d\sigma_n}{dz} = \frac{\gamma b}{2 tg\delta} \cdot \frac{2 K_o tg\delta}{b} \, e^{-\frac{2 K_o tg\delta}{b} z}$$

GRAPHIQUE 2-1



d'où $\left(\frac{d\sigma_n}{dz}\right)_{z=0} = \gamma K_o$

Sur notre courbe (graphique 2-1), la tangente à l'origine est donc égale à la valeur prise pour Ko soit 0,63.

I.3.c Expériences à 2 dimensions

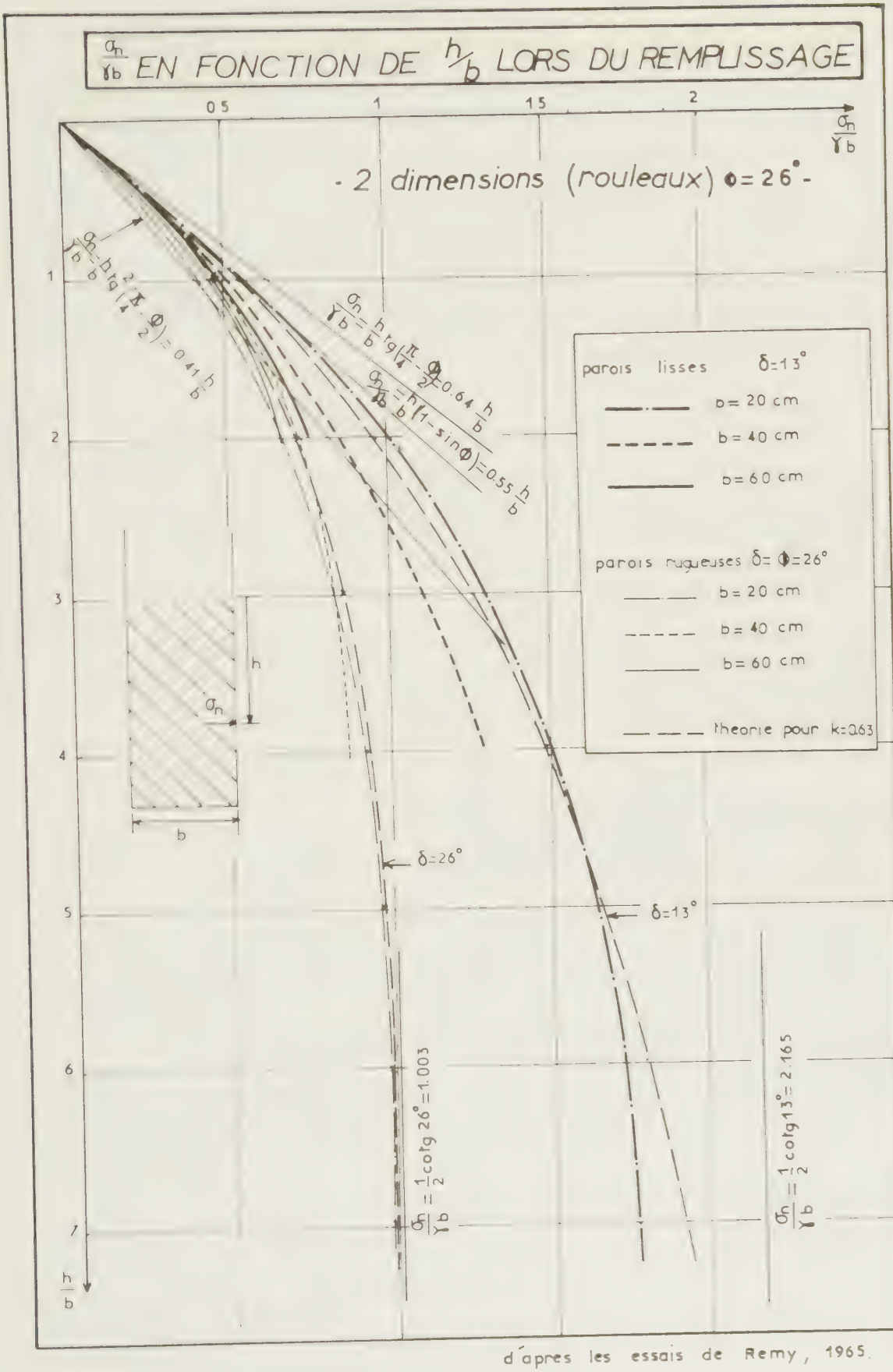
Nous relatons ici les expériences effectuées par Remy (réf. 10), sur des rouleaux d'angle de frottement $\phi = 26°$, compris entre deux madriers verticaux représentant les parois. Sur la paroi fixe se trouve un dynamomètre à friction comprenant plusieurs cellules, nous permettant de mesurer localement les composantes tangentielles et normales de la pression sur la paroi, lors du remplissage.

Les expériences sont réalisées avec des parois rugueuses (frottement matériau sur paroi = 26°) et avec des parois lisses ($\delta = 13°$), les valeurs de l'écartement des parois étant respectivement de 20 cm, 40 cm, 60 cm.

Nous avons regroupé tous les résultats sur le graphique 2-2 en coordonnées adimensionnelles. Nous avons tracé sur ce même graphique les courbes théoriques relatives à $\delta = 26°$ et $\delta = 13°$. En ce qui concerne les résultats relatifs à $\delta = 26°$, les différentes courbes pour b = 20 cm, 40 cm et 60 cm concordent entre elles et sont en accord avec la courbe théorique. Par contre, pour $\delta = 13°$, nous relevons des écarts relativement importants entre les valeurs de σ_n, plus élevées pour b = 20 cm. De plus, l'asymptote $\frac{\sigma_n}{\gamma b} = \frac{1}{2}$ cotg 13° est très éloignée de la courbe expérimentale ; ceci, parce que sans doute l'angle de frottement est supérieur à 13°. Les écarts peuvent s'expliquer par le fait que pour b = 60 cm, la hauteur n'est pas assez importante par rapport à la largeur; de ce fait, la pression sur la paroi est plus importante que pour b = 20 cm par exemple ; or, la paroi, bien que supposée rigide, subit un déplacement, qui est plus sensible lorsque b est important, ce qui a pour but de donner un coefficient de pression des terres non plus proche de Ko, mais inférieur à Ko, d'où une valeur moindre de $\frac{\sigma_n}{\gamma b}$ pour un même $\frac{z}{b}$. En effet,

$$\frac{1}{2 tg\delta}\left(1 - e^{-2K_o tg\delta \frac{Z}{b}}\right) > \frac{1}{2 tg\delta}\left(1 - e^{-2K tg\delta \frac{Z}{b}}\right) \quad \text{si } K < Ko$$

GRAPHIOUE 2-2



d'apres les essais de Remy, 1965.

Il est probable que si Rémy avait pu faire des expériences jusqu'à $\frac{z}{b} = 7$ pour b = 60 cm, la courbe expérimentale n'aurait jamais recoupé la courbe relative aux expériences pour b = 20 cm ; ceci parce que $K_{b = 60\ cm} < K_{b = 20\ cm}$.

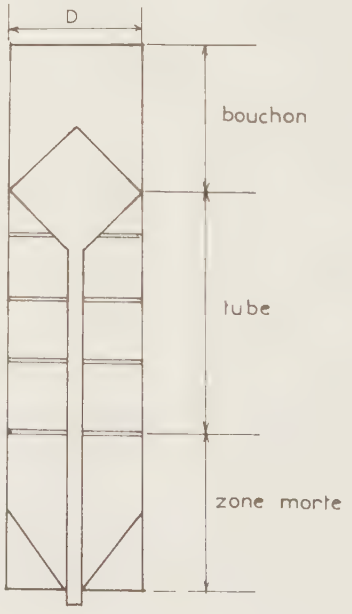
A l'origine, nous constatons que la pente de ces courbes tend vers le coefficient Ko, ce qui est en accord avec la théorie comme nous l'avons vu au paragraphe I.1.3.b précédent. Nous avons porté, à cet effet, sur le graphique, la valeur du coefficient de poussée : $tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) = 0,41$ et les valeurs approchées de Ko : $1 - \sin \phi = 0,65$ et $tg (\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) = 0,63$.

1.3.d Pression lors de la vidange

MACKEY, R.D. et MASON, P.A. (réf. 8) ont étudié expérimentalement avec du sable, le remplissage et la vidange d'un silo.

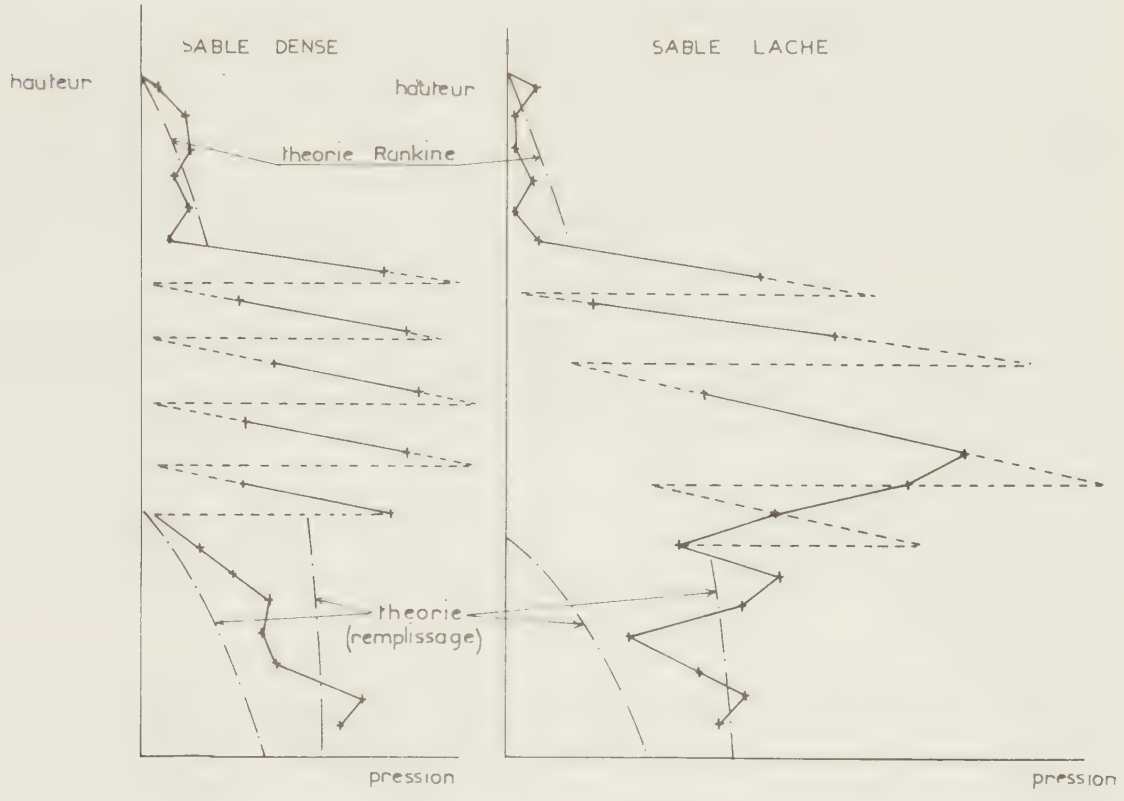
Pendant le remplissage, les valeurs des pressions latérales sur les parois sont en accord avec la théorie. C'est pendant la vidange que se produisent les plus fortes contraintes sur la paroi. Les auteurs distinguent trois zones :

→ La zone supérieure appelée bouchon, qui n'existe que lorsque la hauteur de remplissage dépasse 4,25D . Il se forme un cône au-dessus de la deuxième zone ; le sable entourant ce cône glisse vers le bas et contre les parois du cône. Ce type de mouvement est semblable à la rupture en poussée d'une masse de sol. En appliquant un calcul de Rankine, les auteurs obtiennent des pressions légèrement supérieures aux pressions mesurées.



⟶ La zone intermédiaire ou tube supporte les plus importantes pressions. Il se forme une série d'arcs d'épaisseur $\frac{D}{2}$; chaque arc se supportant lui-même par frottement sur les parois du silo. Au sommet de chaque arc, la pression est nulle, alors qu'à la base, elle passe par un maximum assez prononcé.

Ces arcs se forment seulement s'il y a déplacement du sol vers le bas. Les auteurs obtiennent dans cette zone des valeurs du coefficient de pression des terres assez élevées, K = 1,93 pour des sols lâches et 1,41 pour des sols denses.

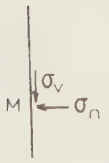


Nous avons reporté les valeurs expérimentales trouvées par les auteurs sur le schéma ci-contre, et il est à noter que ce processus apparaît plus clairement pour un matériau dense que pour un matériau lâche.

⟶ La troisième zone est appelée zone morte par les auteurs. En considérant la base du dernier arc et en supposant que la pression juste au-dessous est nulle, tout se passe comme si le matériau au-dessous du dernier arc n'était soumis à aucune contrainte verticale et on retrouve le cas d'un simple silo lors du rem-

plissage jusqu'au dernier arc ; ceci est vérifié dans le cas de sols denses où les arcs sont très précisément définis. Dans le cas d'un sol lâche, les arcs ne sont pas bien définis et la zone morte supporte une surcharge ; la pression varie donc entre la valeur qu'elle aurait pour un silo lors du remplissage jusqu'au dernier arc, à la valeur qu'elle aurait lors du remplissage jusqu'au sommet.

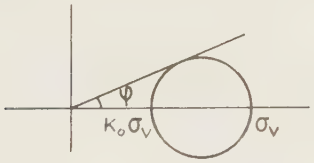
2. ECRAN INCLINE



En un point M d'un écran vertical fixe, si nous considérons les contraintes verticales σ_v et horizontale σ_n, une valeur approchée du coefficient Ko est obtenue par le rapport $\frac{\sigma_n}{\sigma_v}$. Dans le cas d'un écran incliné, il s'agit d'une généralisation de ce coefficient.

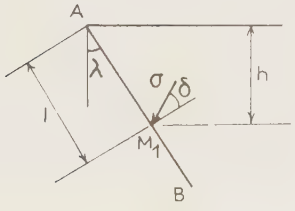
2.1 Généralisation du coefficient Ko pour un écran incliné Kol

Représentons le cercle de Mohr pour le point M précédent.



la paroi étant fixe, ce cercle n'est pas un cercle de Mohr de rupture, donc $\varphi < \phi$

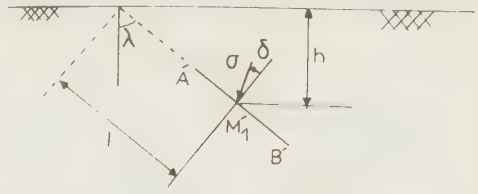
En M_1 , sur une paroi inclinée AB fixe, supportant un massif de sol de masse volumique γ , nous allons définir Kol comme étant le rapport de σ (contrainte à la paroi en M) à γl



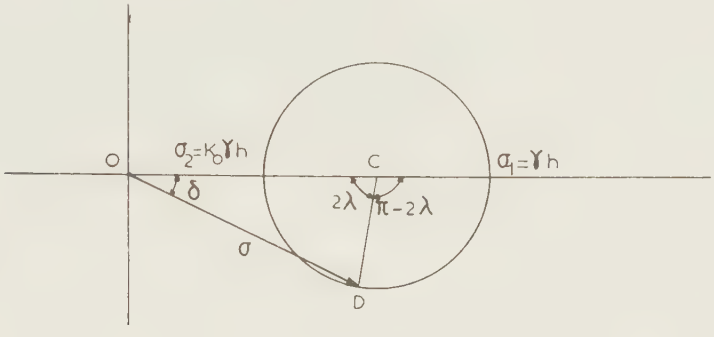
$$Kol = \frac{\sigma}{\gamma l}$$

Si l'écran AB était vertical, nous aurions $Ko = \frac{\sigma_n}{\gamma h}$

Dans ces conditions, il est impossible de tracer en M_1 le cercle de Mohr, car nous ne connaissons pas les directions principales. La paroi AB étant fixe, nous allons supposer que l'état de contrainte en M_1 est identique à l'état de contrainte le long d'une facette A' B' de même inclinaison que AB, en un point M'_1 à la même profondeur que M_1, dans un milieu semi-infini. Les contraintes principales seront verticales et horizontales et égales respectivement à γh et $K_o \gamma h$. Il est ainsi possible d'avoir une valeur approchée de K_{o1}.



Reproduisons sur le cercle de Mohr l'état de contrainte en M_1, λ étant l'angle d'inclinaison de l'écran sur la verticale



$$K_{o1} = \frac{\sigma}{\gamma_1} = \frac{\sigma}{\sigma_2}\,\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\,\frac{\sigma_1}{\gamma_1} = K_o \cos\lambda\,\frac{\sigma}{\sigma_2}$$

$$OC = \frac{\gamma h}{2}\left(1 + K_o\right) \qquad \text{et} \qquad CD = \frac{\gamma h}{2}\left(1 - K_o\right)$$

Soit : $$\sigma^2 = \frac{\gamma^2 h^2}{2}\left[1 + K_o^2 - \left(1 - K_o^2\right)\cos 2\lambda\right]$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_2} = \frac{\sqrt{2}}{2K_o}\sqrt{1 + K_o^2 + \left(K_o^2 - 1\right)\cos 2\lambda}$$

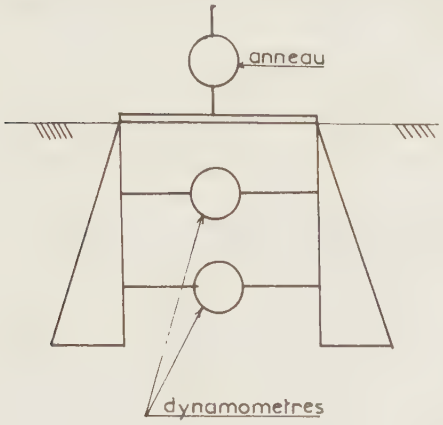
d'où la valeur de K_{o1} :

$$K_{o1} = \frac{\sqrt{2}}{2}\cos\lambda\,\sqrt{1 + K_o^2 + \left(K_o^2 - 1\right)\cos 2\lambda}$$

On vérifie que pour $\lambda = 0$, on retrouve $K_{o1} = K_o$.

2.2 Expériences

Des expériences en cours, réalisées par GOURC et QUINTYN en milieu bidimensionnel vont permettre de mesurer les valeurs de Kol (réf. 3).



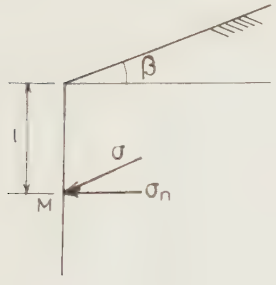
L'appareillage utilisé est schématisé ci-contre.

Après avoir mis en place les rouleaux jusqu'au sommet du modèle, ils mesurent la force verticale par l'anneau, la force horizontale par l'intermédiaire des dynamomètres. Il est ainsi possible d'avoir la contrainte exercée sur les parois du modèle en grandeur et direction, d'où la valeur de Kol, pour différentes valeurs de λ .

CHAPITRE II - SOL INCLINE

1. ECRAN VERTICAL

Le cas le plus fréquent pour un sol se trouvant derrière un écran est l'horizontalité ; toutefois, il arrive que le sol soit incliné et, dans ce cas, on peut avoir de très fortes contraintes sur l'écran.



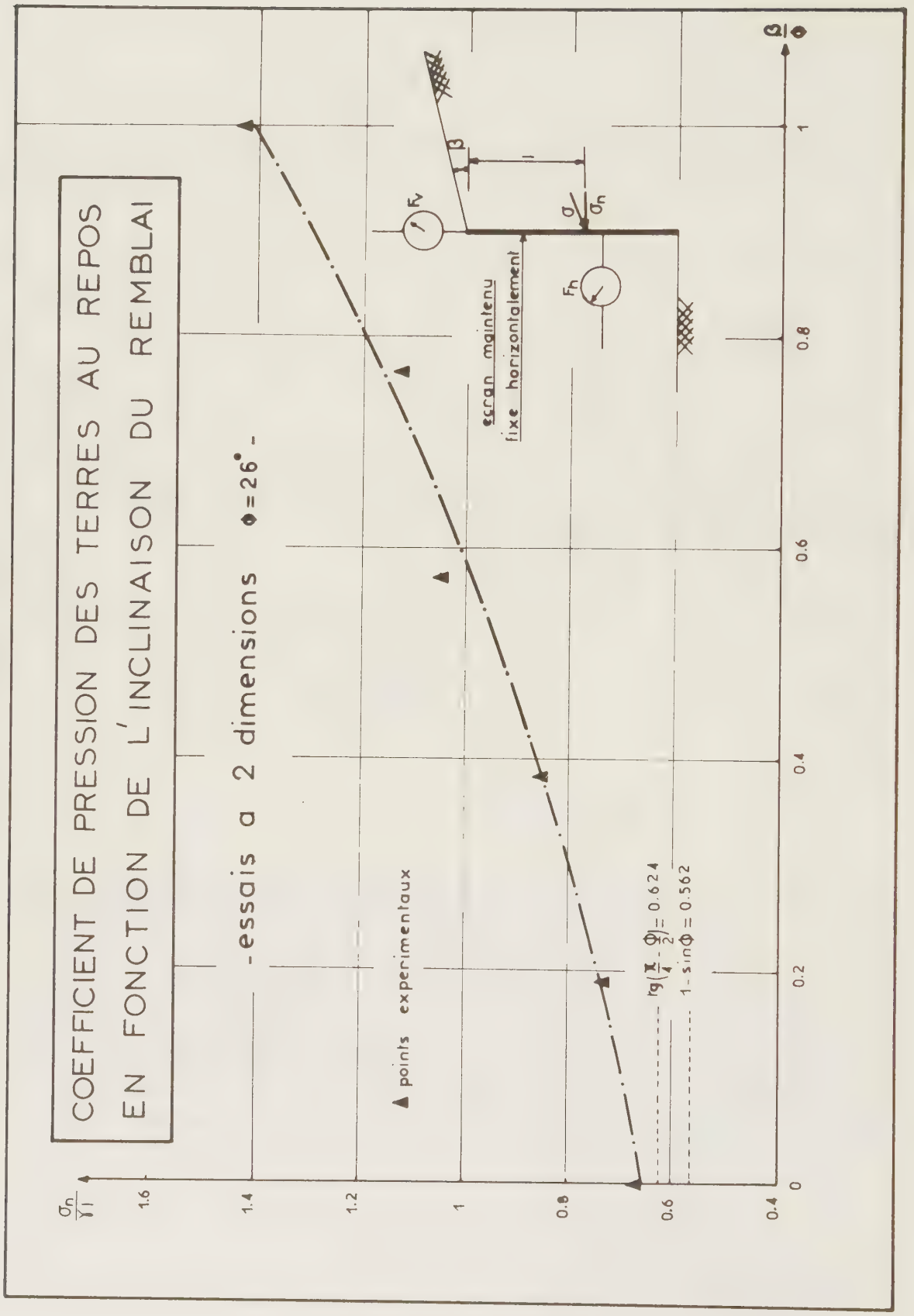
En M sur l'écran, la valeur approchée du coefficient Ko de pression au repos est $\frac{\sigma}{\gamma l}$
σ_n étant la composante horizontale de σ , on peut aussi calculer $\frac{\sigma_n}{\gamma l}$

1.a Expériences

Nous opérons selon la procédure décrite en I.1, 2ème partie. En supposant les mêmes hypothèses que dans ce paragraphe, nous avons opéré de deux manières :

1 - L'écran peut se déplacer lorsqu'on met en place le remblai. Dès que le remblai est en place, on ramène l'écran par l'intermédiaire de l'anneau 2 dans sa position initiale, on note alors la force horizontale F_h . En supposant comme nous le rappelons, une répartition des pressions triangulaires, il est facile d'en déduire la valeur des coefficients $\frac{\sigma_n}{\gamma l}$. On a réalisé cette expérience pour plusieurs valeurs de β et on a obtenu les résultats suivants :

GRAPHIQUE 2-3



β	0°	5°	10°	15°	20°	26° = ϕ
$\frac{\sigma_n}{\gamma l}$	0,67	0,75	0,90	1,04	1,12	1,41

Les valeurs de F_v , n'ont pas été relevées, l'écran étant simplement suspendu, sans anneau 1.

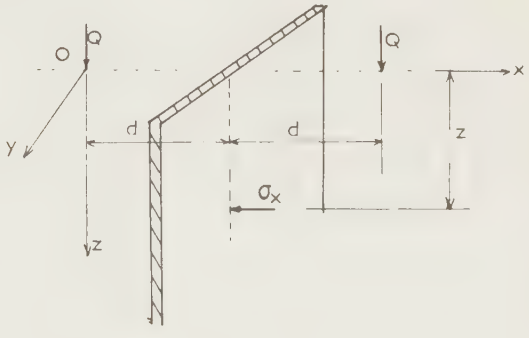
2 - On maintient constamment l'écran fixe ($\Delta l = 0$) pendant le remplissage, par l'intermédiaire de l'anneau 2. Pour chaque valeur de β , on peut ainsi déduire $\frac{\sigma_n}{\gamma l}$ avec les mêmes hypothèses. Nous avons regroupé les résultats dans le tableau :

β	0°	5°	10°	15°	20°	ϕ = 26°
$\frac{\sigma_n}{\gamma l}$	0,67	0,73	0,85	1,06	1,10	1,43

Les valeurs trouvées sont semblables par les deux procédures. Il est à noter que ces valeurs sont très élevées pour des valeurs de β/ϕ proches de 1. Nous avons reporté ces résultats sur le graphique II.3.

1.b Calcul approché

Considérons un écran enfoncé dans un massif semi-infini, élastique. Si deux forces Q sont appliquées symétriquement par rapport à l'écran sur le sol, les contraintes normales sur l'écran (x = d) sont :



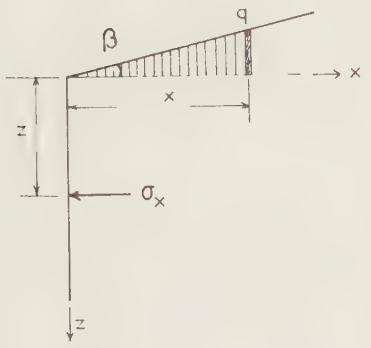
$$\sigma_x = \frac{Q}{\pi}\left[\frac{3d^2z}{l^5} - (1-2\nu)\left(\frac{z}{l^3} - \frac{l^2(z+l) - d^2(z+2l)}{l^3(z+l)^2}\right)\right] \quad (1)$$

avec $l = \sqrt{d^2+y^2+z^2}$

par symétrie de chargement l'écran x = d ne se déplace pas. Donc, si nous considérons un écran fixe et rigide, la distribution des contraintes sous l'effet d'une force Q située d'un seul côté de l'écran est aussi donnée par la même formule (1). Cette méthode des images a été donnée par Carothers (réf. 2).

Si on veut σ_x due à une force q uniformément répartie sur une droite infinie parallèle au mur à la distance d, on l'obtient en vertu du principe de superposition en intégrant la formule (1) :

$$\sigma_x = \frac{4Q}{\pi} \frac{d^2 z}{(d^2+z^2)^2} \qquad (2)$$



Considérons maintenant le cas de charge triangulaire suivant dans lequel q à la distance x est

$$q = \gamma \times tg\beta$$

Si le remblai s'étend jusqu'à l'infini, pour avoir σ_x , il suffit d'intégrer la formule (2) de 0 à l'infini ; or, nous faisons un calcul en élasticité et à l'infini, q sera aussi infini, donc nous obtiendrons un σ_x qui tendra vers l'infini. Dans la réalité, il est bien certain que le remblai, au-delà d'une certaine distance t , ne va pas influer sur la valeur de σ_x

Pour avoir la valeur de σ_x en milieu non pesant, avec surcharge, intégrons de 0 à t :

$$\sigma_x = \int_0^t \frac{4q}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2+z^2)^2} dx$$

Tous calculs faits :

$$\sigma_x = \frac{2\gamma z\, tg\beta}{\pi} \left[\log \left[1+\left(\frac{t}{z}\right)^2 \right] + \frac{1}{1+\left(\frac{t}{z}\right)^2} \right]$$

Il faudrait, pour calculer la valeur de Kol, ajouter à ce cas de charge, la valeur de la contrainte normale à l'écran en milieu pesant sans surcharge. Il faudrait de plus, se fixer une valeur de t pour calculer σ_x ; nous ne le ferons pas, car nous ne pouvons pas justifier le choix d'une valeur de t . De plus, le

calcul étant en élasticité, il ne peut être qu'approché et, enfin, nous remarquons que la valeur de σ_x est indépendante des caractéristiques du matériau, ce qui est absurde ; il ne servirait à rien de comparer les valeurs trouvées par ce calcul aux valeurs expérimentales trouvées pour un matériau d'angle de frottement $\phi = 26°$, alors que les caractéristiques du matériau ne figurent pas dans la formule théorique.

Nous voulons simplement observer que, dans la formule théorique, $\frac{\sigma_x}{\gamma z}$ augmente fortement avec β . Il en sera donc de même pour $\frac{\sigma_n}{\gamma z}$. Le sens de variation est en accord avec l'expérience, mais il ne serait pas sérieux de comparer des valeurs numériques.

FRANKE, dans un article publié dans "Die Bautechnik", donne une valeur du coefficient Ko en fonction de l'inclinaison β du remblai :

$$Ko = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \beta}$$

Ko étant défini comme le rapport des contraintes principales $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$

Pour $\beta = 0$, l'auteur admet la validité de la formule de Jaky : $1 - \sin \phi$ et pour $\beta = \phi$, le rapport des contraintes principales étant $\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$, il étend la formule à un sol de pente β quelconque :

$$Ko = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \beta}$$

Nous ne saurions nous prononcer sur la validité d'une telle formule, mais nous insistons sur le fait qu'elle est empirique ; de plus, il n'est pas possible de la comparer à nos valeurs expérimentales, car notre définition du coefficient de pression des terres au repos est totalement différente : nous prenons le rapport de la contrainte normale à l'écran à la profondeur h, par γ h. Une telle définition nous apparaît plus logique pour en déduire la pression exercée sur un écran.

2. ECRAN INCLINE

Il n'existe, à notre connaissance, aucun résultat concernant un écran incliné qui retient un sol incliné.

-=0=-=0=-
-=0=-

Nous venons d'étudier la pression des terres derrière un écran fixe ; or, tous les ouvrages de soutènement subissent des déplacements. Il est donc important d'étudier la relation existant entre les déplacements subis et la pression exercée. C'est l'objet de la troisième partie qui va nous montrer combien une telle étude se complique et devient difficile à étudier avec rigueur lorsque l'ouvrage de soutènement n'est pas plan, mais a une forme quelconque.

REFERENCES

2ème partie

1 CAQUOT, A. et KERISEL, J. "Traité de Mécanique des Sols". 3e édition. Paris 1956.

2 CAROTHERS, S.D. "Stresses due to a loaded surface when earth is treated as an elastic solid". Engineering 118 (1924).

3 GOURC, J.P. et QUINTYN, Y. Thèses de Docteur Ingénieur prévues en 1973.

4 JAKOBSON, B. "On pressure in silos". Conférence de Bruxelles 1958 sur les problèmes de pression des terres, volume I, page 49.

5 JAKY, J. "Pressure in silos". Proceedings of the second international conference on soil mechanics and foundation engineering. Volume I, page 103-107. Rotterdam 1948.

6 JANSSEN "Versuche über Getreidedruck in silozellen". Zeitschrift der verein deutsher ingenieure. Berlin 1895.

7 KEZDI, A. General report : "Stability of rigid structures". Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering. Madrid 1972.

8 MACKEY, R.D. et MASON, P.A. "Pressure distribution during filling and discharging a silo". Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering. Madrid 1972.

9 REIMBERT, M. "Recherches nouvelles sur les effets exercés par les matières pulvérulentes ensilées, sur les parois des silos". I.T.B.T.P., circulaire série I, n° 11, Paris 1943.

10 REMY, C. "Contribution à l'étude des contraintes sur une paroi fixe et rigide". Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1965.

11 SCHNEEBELI, G. "Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions", proc. of the 4th I.C.S.M.F.E., vol. 2, Londres 1957.

12 FRANKE, E. "Ruhedruck in Kohäsionslosen Böden im ebenen Fall". Die Bautechnik. Février 1967.

TROISIEME PARTIE

PRESSION DES TERRES

DEPOSEES DERRIERE UN ECRAN

SUSCEPTIBLE DE SE DEPLACER

Cette partie est réservée essentiellement à l'étude des ouvrages réels en modèle réduit (palplanches, murs de soutènement). Tous les ouvrages étudiés sont rigides, sauf s'il est précisé le contraire.

CHAPITRE 1 - DEPLACEMENT IMPOSE

1. ECRAN VERTICAL

1.1. Translation

1.1.a. Ecran soutenant un remblai

Nous avons réalisé les mêmes expériences que celles décrites en 1-1 chapitre I, 2ème partie, mais au lieu de maintenir l'écran fixe, nous lui avons imposé un déplacement.

Dans le cas où nous plaçons l'anneau 1, nous pouvons avoir la variation des inclinaisons moyennes des contraintes ; ces contraintes sont positives pour $\Delta l < 0$, mais très faibles ($< 4°$). Elles deviennent négatives pour $\Delta l > 0$ en demeurant très faibles aussi, ce qui se traduit par une résultante F très voisine de Fh en grandeur et direction, et un coefficient de pression $K = \frac{2F}{\gamma l^2}$ très voisin de $Kh = \frac{2Fh}{\gamma l^2}$. C'est pour cette raison que nous avons reporté la variation de Kh en fonction de Δl sur le graphique 3-1 et non celle de K.

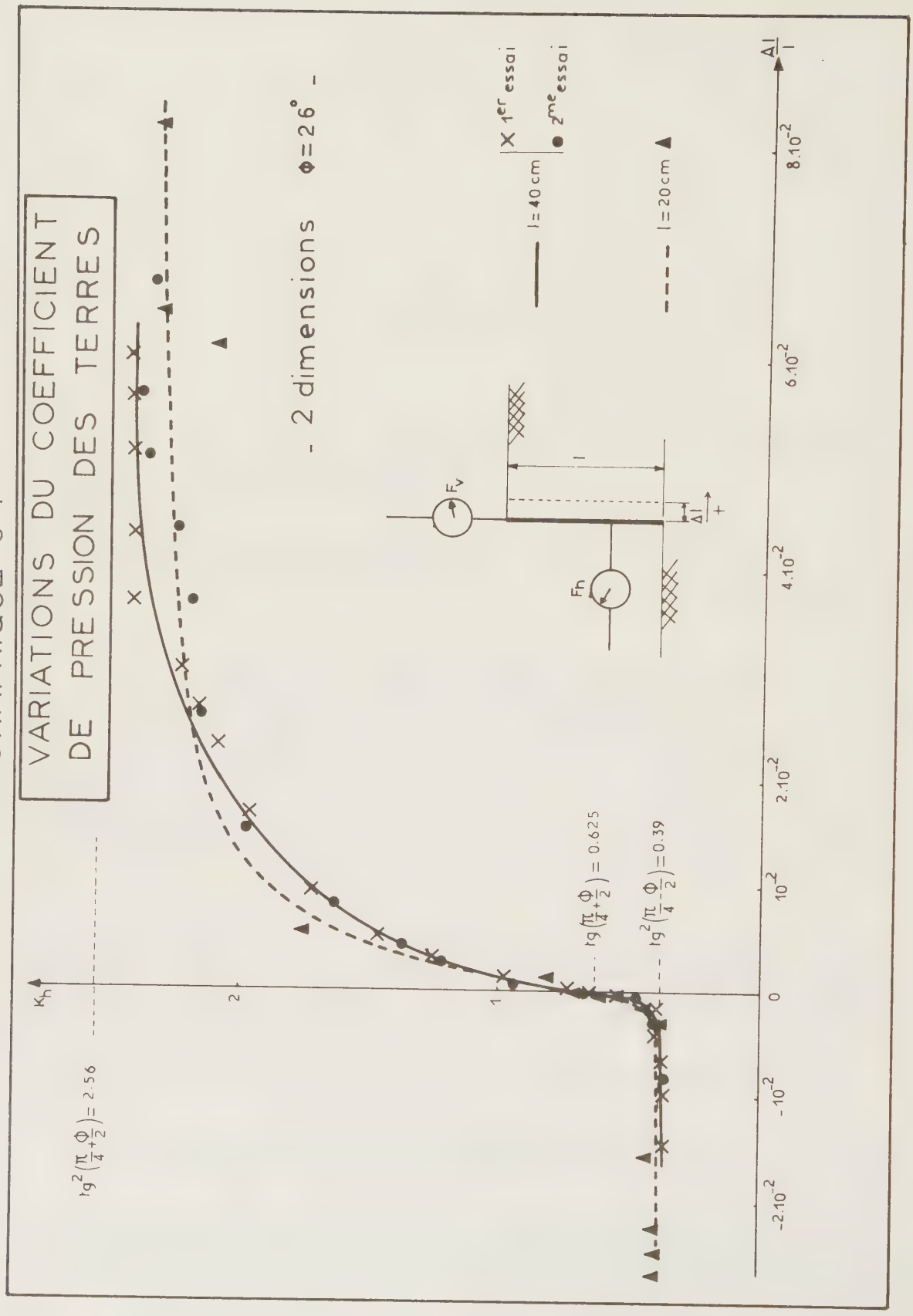
Sur ce graphique, nous avons reporté les valeurs généralement admises pour les coefficients de butée, de poussée et de pression des terres au repos, respectivement $tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$, $tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$, $tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$ en supposant $\delta = 0$.

Les résultats trouvés ne sont pas très différents de ces derniers.

1.1.b. Ecartement des parois d'un cylindre

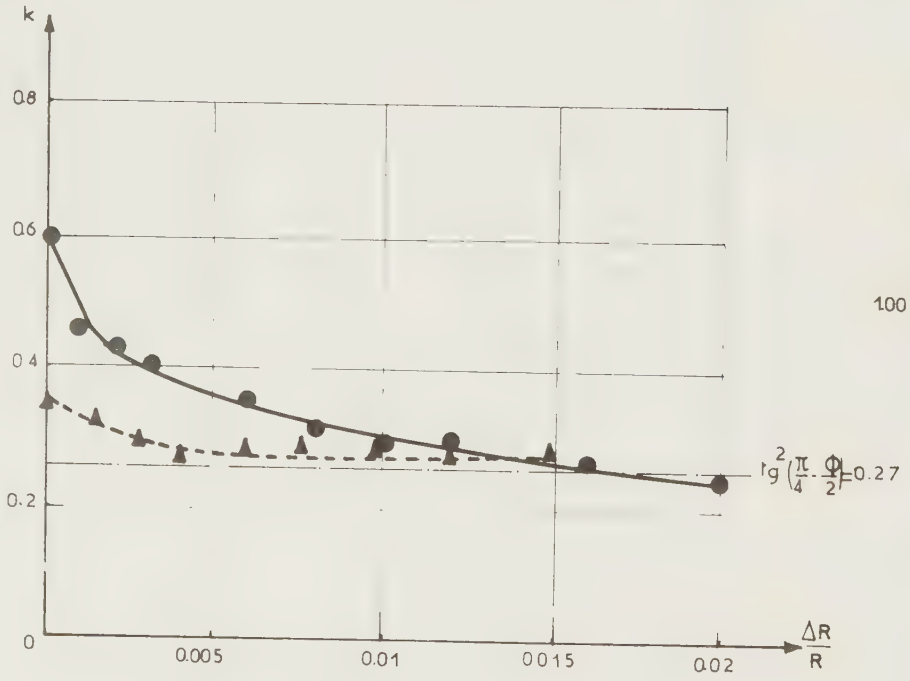
Remy (réf.23) a mis en évidence l'influence de l'écartement des parois ainsi que l'influence du compactage sur la valeur de K. Il a réalisé les essais sur du sable ($\phi = 36°$), dans une cuve cylindrique de 1 m de hauteur et

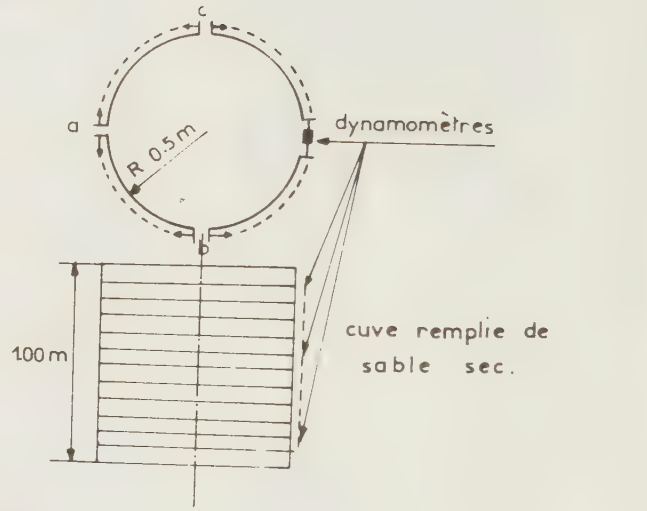
GRAPHIQUE 3-1



VARIATION DU COEFFICIENT DE PRESSION K LORS DE L'ECARTEMENT DES PAROIS

essais a trois dimensions sur sable $\Phi = 36°$





sable non compacté $\gamma_d = 1.50\ g/cm^3$; ▲.

sable compacté $\gamma_d = 1.62\ g/cm^3$; ●.

thèse Remy, 1965.

1 m de diamètre (voir graphique 3.2). Il réalise l'écartement de la paroi en augmentant la circonférence par ouverture successive des points a, b, c (voir graphique 3.2). La valeur initiale de K pour le sable compacté est nettement plus élevée que celle du sable non compacté ; lors de l'ouverture, ces deux valeurs tendent vers $tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$, le coefficient de pression pour le sable compacté étant même inférieur à cette valeur.

A deux dimensions, sur des rouleaux ($\phi = 26°$) Remy a réalisé la même expérience (graphique 3.3) et nous faisons la même constatation : décroissance de K vers une valeur asymptotique plus faible pour les rouleaux compactés que pour les rouleaux non compactés.

Ainsi, derrière un mur, lors du remblaiement, il est parfois intéressant de compacter le sol si on sait que l'écran n'est pas fixe et va se déplacer pour mobiliser la poussée.

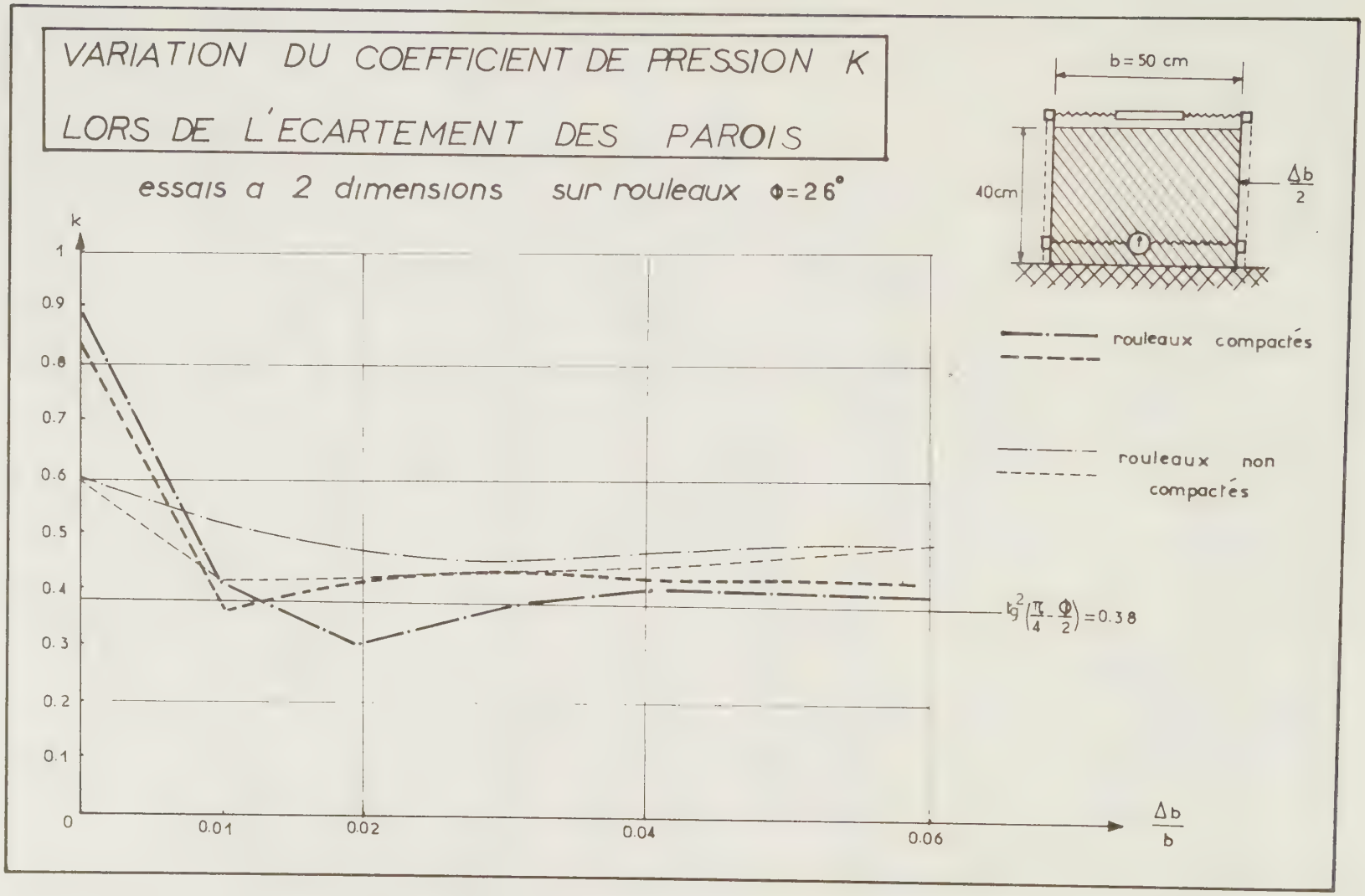
1.1.c. Ecartement et soulèvement des parois d'une fondation

Dans le milieu bidimensionnel formé de rouleaux ($\phi = 26°$), Grosjean (réf.14) a placé une fondation dont les parois verticales pouvaient être écartées ou rapprochées tout en mesurant la force normale Qh exercée par le sol. Le modèle est suspendu à un anneau dynamométrique pour mesurer la force d'arrachement Qv. (voir graphique 3.4).

$$\text{Il pose : } Kh = \frac{\sigma_n}{\gamma z} = \frac{Qh}{0{,}5\ \gamma\ D^2\ L} \quad \text{et } Kv = \frac{\tau}{\gamma z} = \frac{Qv - Pf}{\gamma\ D^2\ L}$$

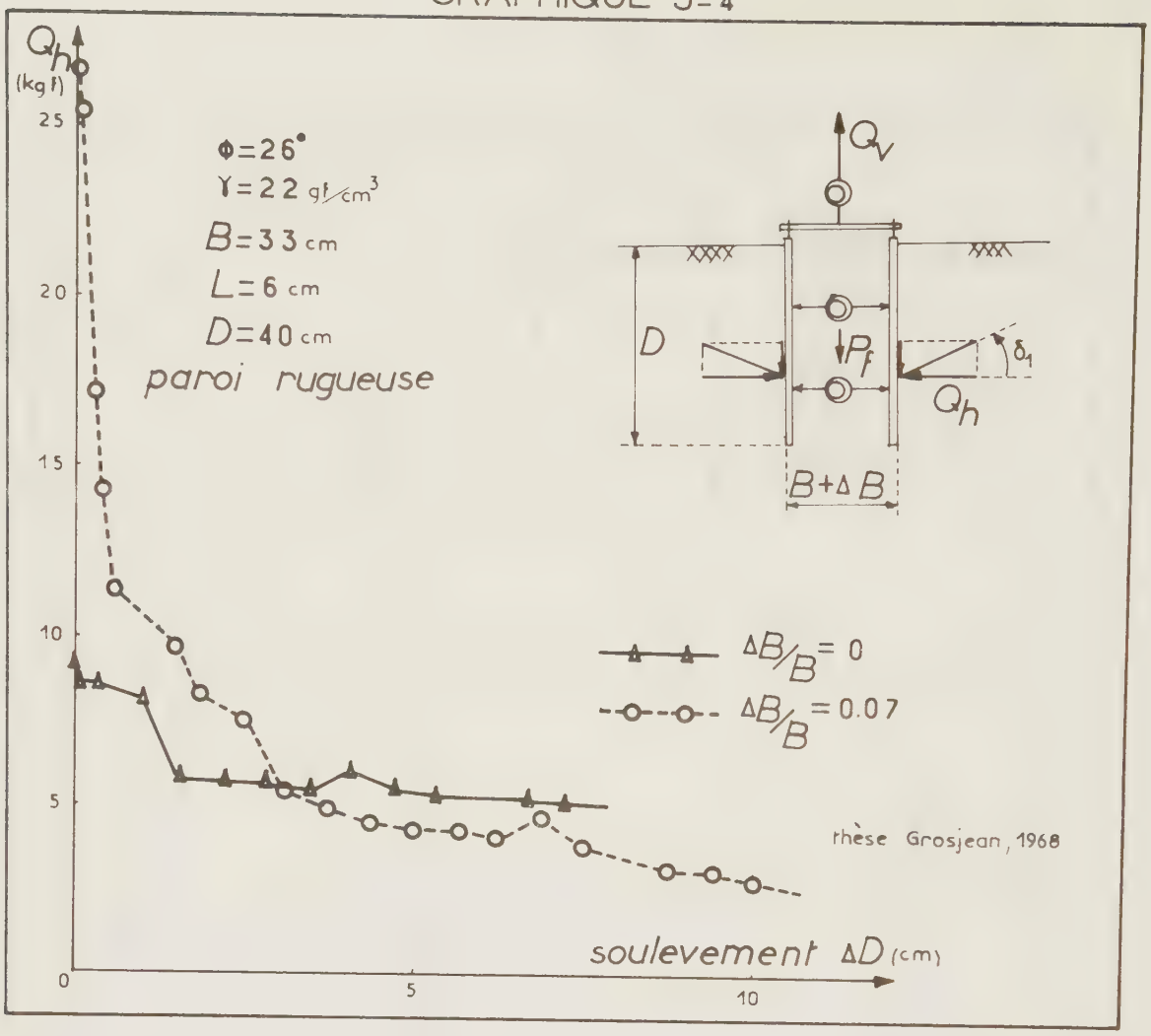
Après mise en place des rouleaux, la fondation a été soulevée pour divers écartements initiaux des parois, donc pour diverses valeurs de la force normale Qh. Si Kh a la valeur correspondant à la butée, Kb, (pour $\frac{\Delta B}{B} = 0{,}07$ Kh initial = 2,46 ; voir graphique 3.4) et, si on soulève la fondation, il se produit une décroissance très rapide de Qh, donc de Kh. La courbe expérimentale (graphique 3.5) suit alors la courbe théorique de butée calculée par la méthode des bicaractéristiques. Le maximum de Kv est atteint en M pour une inclinaison des contraintes $\delta_{1\,opt}$ sur la paroi inférieure à ϕ ; l'expérience donne un résultat un peu plus faible que le calcul.

GRAPHIQUE 3-3

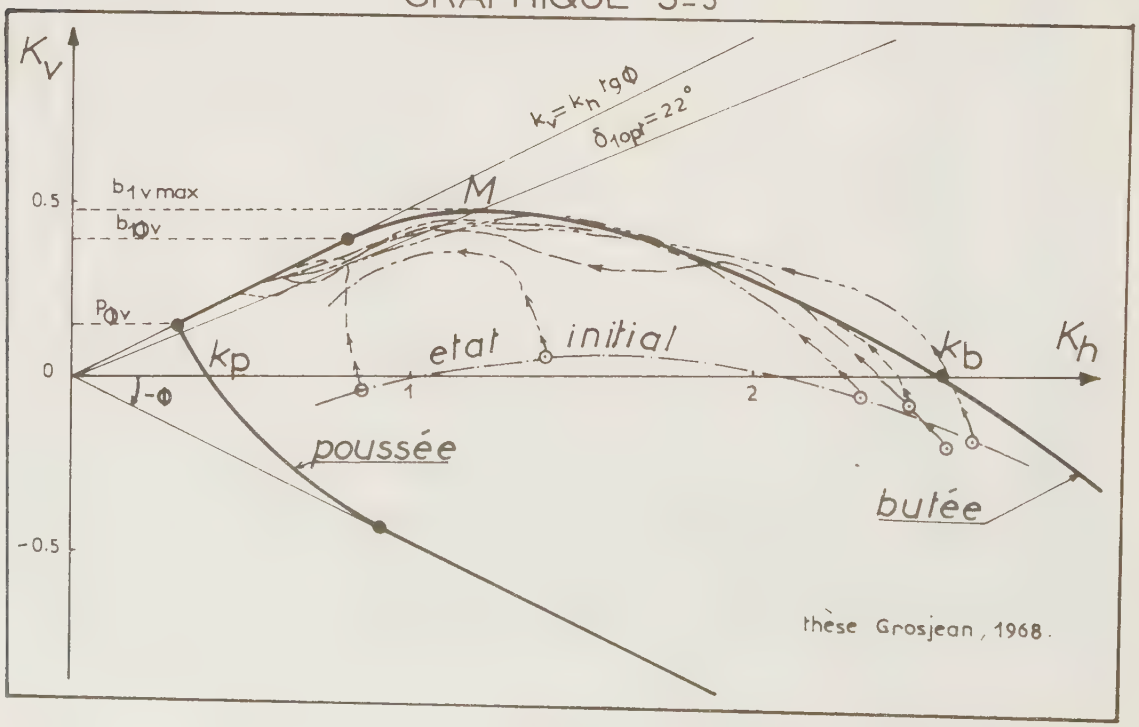


thèse Remy, 1965.

GRAPHIQUE 3-4



GRAPHIQUE 3-5



1.1.d. Déplacement d'un écran plongé dans le sol (plaques d'ancrage)

⟶ Selon Hueckel (réf.16), la portance d'une plaque carrée dans un sable sec moyennement compacté tel que $\gamma_o = 1{,}7\,t/m^3$ et $\phi = 34°$ à $36°$, peut être calculée approximativement par l'équation :

$$F = \xi \; H^3$$

F : butée limite en tonnes

H : profondeur du bord inférieur de la plaque en mètres

ξ : coefficient de la forme

$$\xi = \frac{4{,}63}{\frac{H}{h} + 0{,}25} + 0{,}66$$

h : hauteur de la plaque

pour d'autres caractéristiques du sol, on peut utiliser :

$$F = \xi' \gamma_o \; H^3 \quad \text{avec} \quad \xi' = \frac{\xi}{1{,}7}$$

Mais cette formule est d'un emploi dangereux en dehors des conditions expérimentales ; d'autre part, elle est consacrée au problème des forces portantes à trois dimensions, alors que les murs continus ont beaucoup d'importance.

⟶ Buchholz propose des formules en distinguant : mur continu, plaque carrée ou rectangulaire (réf.11).

Nous n'insisterons pas sur ces méthodes, nous renvoyons seulement à la référence indiquée.

- pour un mur continu $F = \frac{1}{2} \gamma \tilde{\omega} \; H^2$ où $\tilde{\omega}$ est un coefficient dépendant de ϕ. (F est la résistance de l'ancrage).

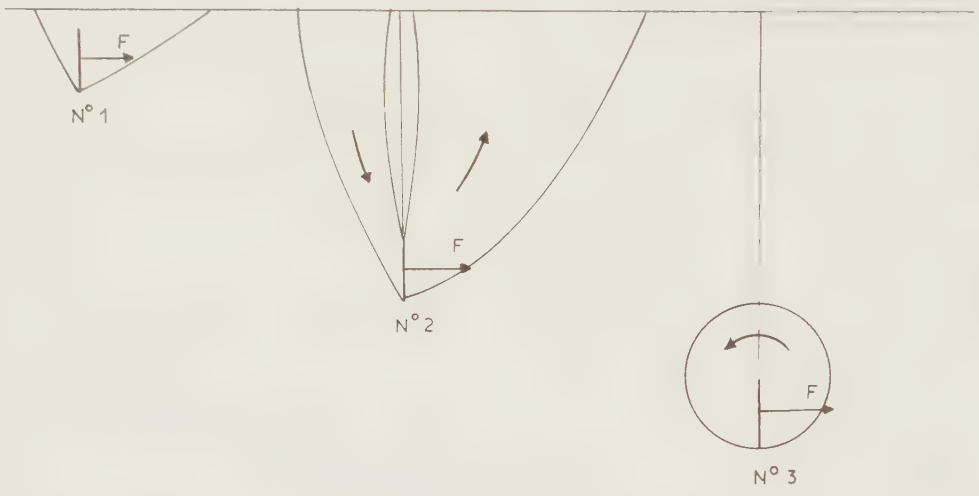
- pour une plaque carrée $F = \frac{1}{2} \gamma \eta \; h \; H^2$

- pour une plaque rectangulaire $F = \frac{1}{2} \gamma \; H^2 \; (b\omega + \omega \; h)$

b étant la largeur de la plaque ; η, ω, ω étant donné par un abaque en fonction de $\lambda = \frac{D}{h}$ $(D = H - h)$

Cette étude paraît plus générale que celle élaborée par Hueckel.

——► Boucraut (réf. 9) a distingué trois schémas différents selon la profondeur de l'ancrage.



Lorsque $\lambda = \frac{D}{h} \leqslant 1$, les lignes observées peuvent être comparées à des bicaractéristiques du champ statique ; c'est le schéma n° 1.

Si $\lambda > 1$, il se produit un renversement des zones ; c'est le schéma n° 2.

Enfin, si $\lambda > 6$, la surface du sol n'est plus perturbée par le déplacement de l'écran (schéma n° 3). Ce phénomène commence à apparaître pour $\lambda = 5$.

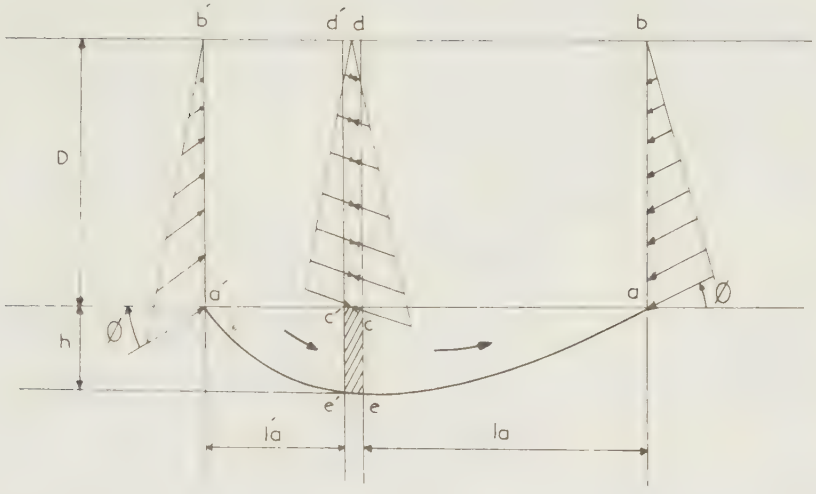
Boucraut appelle λ_c le coefficient de profondeur critique à partir duquel il est nécessaire de considérer le phénomène de rupture n° 2.

I. Si $\lambda \leqslant 1$, le schéma le plus simple consiste à prendre la butée d'un côté de l'écran, la poussée de l'autre, d'où :

$$\frac{F}{\gamma h^2} = \frac{b - p}{2} \cos \delta \quad (2\lambda + 1)$$

b et p étant les coefficients de butée et poussée en milieu pesant pour une inclinaison δ des contraintes.

II. Si $1 < \lambda < \lambda_c$ Boucraut considère le schéma de calcul suivant :



Les zones e c a et e' c' a' sont en plasticité parfaite. La zone e c a pousse la partie a b c d du sol vers la surface ; il y a donc des frottements latéraux le long de a b et c d. De même pour la zone e' c' a' qui descend.

Boucraut écrit l'équilibre des forces en projections horizontale et verticale et obtient la valeur maximum de F :

$$\frac{F}{\gamma h^2} = \frac{1}{2}\,(b - p)\cos\delta + (b' - p')\cos\delta \cdot \lambda + \left(\frac{b'\,\bar{b}}{la} + \frac{p'\,\bar{p}}{l'a}\right)\sin\phi\cos\delta \cdot \lambda^2$$

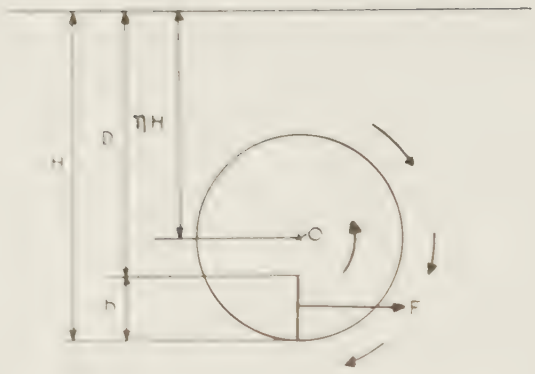
b, p : coefficient de butée et poussée en milieu pesant

b', p' : " " " " non pesant

$\bar{b}$, $\bar{p}$: en milieu pesant pour $\delta = \phi$ et $\delta = -\phi$

III. Si $\lambda > \lambda_c$

A cette profondeur, le déplacement latéral de la plaque n'affecte plus le massif jusqu'à la surface supérieure, mais il produit une rotation d'un certain volume de terrain autour de l'écran selon le schéma:



La plasticité parfaite étant atteinte le long de ce cylindre, la valeur correspondante du couple est proportionnelle à la contrainte moyenne $\gamma\ \eta\ H$ à la profondeur $\eta\ H$ du centre du cylindre.

$$\text{couple} = K_1\ \gamma\ \eta\ H^3\ (1-\eta)^2\ \ 2\ \pi\ \ \text{tg}\ \phi$$

avec K_1: coefficient expérimental égal à 1,1.

On écrit qu'à une profondeur déterminée, le cylindre doit avoir des dimensions telles qu'il rende la force minimum :

$$\frac{F}{\gamma h^2} = \frac{(\lambda+1)^3\ \eta\ (1-\eta)^2}{(\lambda+1)\ \ (1-\eta) - 0{,}5}\ \ 2\ \pi\ \ \text{tg}\ \phi\ \ K_1$$

Le minimum de F étant obtenu pour :

$$\eta = \frac{3\ (\lambda+0{,}5) \pm \sqrt{(\lambda+0{,}5)\ (\lambda-3{,}5)}}{4\ \ (\lambda+1)}$$

On peut adopter comme valeur approchée :

$$F = 4\ \pi\ K_1\ \lambda\ \text{tg}\ \phi$$

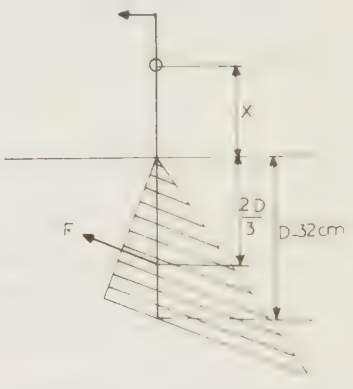
Il existe une bonne concordance entre l'expérience et cette formule avec une inclinaison des contraintes faibles ($\delta \simeq 0$).

1.2. Rotation

De nombreux auteurs ont étudié la rotation d'un écran dans un milieu pulvérulent ($\phi = 26°$) limité par une horizontale ; nous rapportons ci-dessous les résultats qu'ils ont obtenus.

1.2.1. Résultats de Biarez

Biarez a mesuré le moment M_1 de rotation d'un écran rugueux dont le centre de rotation se trouvait à une cote x variable au-dessus du milieu. L'inclinaison des contraintes sur l'écran dépend du mouvement relatif du milieu par rapport à l'écran. Si l'écran subit une translation horizontale, le sol en butée a tendance à monter par rapport à l'écran et à descendre en poussée ; il est vraisemblable que $|\delta| = \phi$ dans ce cas.



1.2.1.a. Centre de rotation dans l'axe de l'écran et surcharge nulle (q = 0)

L'expérience montre que le moment de rotation croît avec le déplacement horizontal d du pied de l'écran jusqu'à une valeur $d = 0{,}1\ D$; ensuite, il reste constant.

Le moment de rotation de l'écran pour une inclinaison δ des contraintes est donné par :

$$M_1 = \left[\frac{\gamma D^2}{2} (b - p) \cos\delta\right] \left(x + \frac{2D}{3}\right)$$

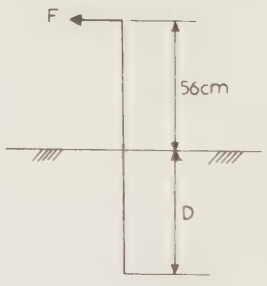
en mesurant M_1, il est possible d'en déduire $b - p$.

Sur le graphique 3.6, on peut voir que le moment varie presque linéairement avec x. Si $x > D$, on trouve que b et p, calculés par la méthode des caractéristiques, sont en accord avec l'expérience, à 10 % près. Si le centre de rotation est au-dessous de l'écran, on obtient des coefficients expérimentaux un peu trop forts, par suite du léger enfoncement de l'écran. Si le centre de rotation s'éloigne, on tend vers les coefficients de poussée et butée qui correspondent à $|\delta| = \phi$.

1.2.1.b. Biarez a fait des essais avec centre de rotation hors de l'axe, la surcharge étant nulle, puis avec centre de rotation dans l'axe avec surcharge. Les résultats ont été reportés sur le graphique 3.6.

1.2.2. Résultats de Boucraut

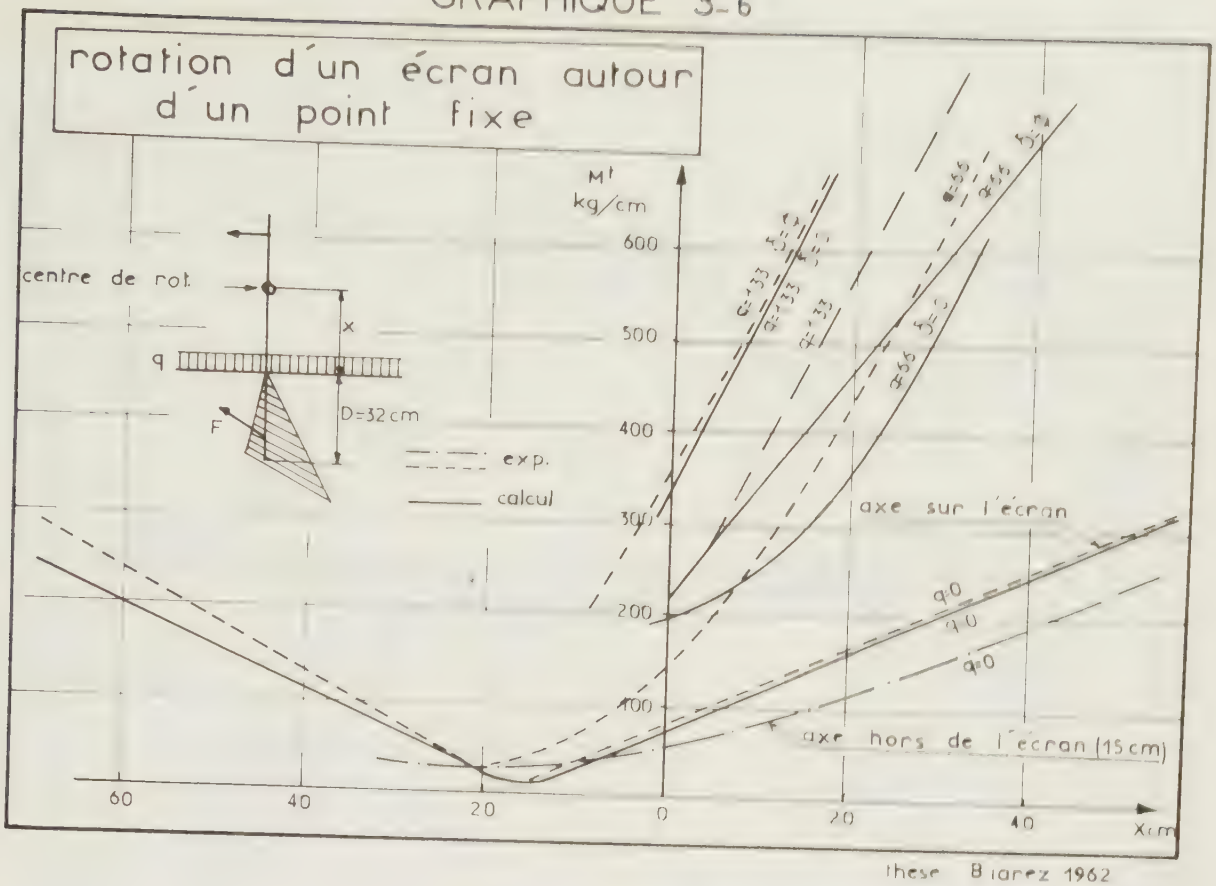
Le schéma est identique à celui de Biarez, mais Boucraut n'impose pas de centre de rotation.



⟶ Dans une première série d'essais, Boucraut utilise un écran tel que $\delta = 17°$ et D = 62 cm, la force F étant appliquée à 56 cm du sol. Il mesure la valeur de F pour différentes rotations de l'écran (voir graphiques 3.7 et 3.8) la force F = 12,25 kg correspond à la rupture.

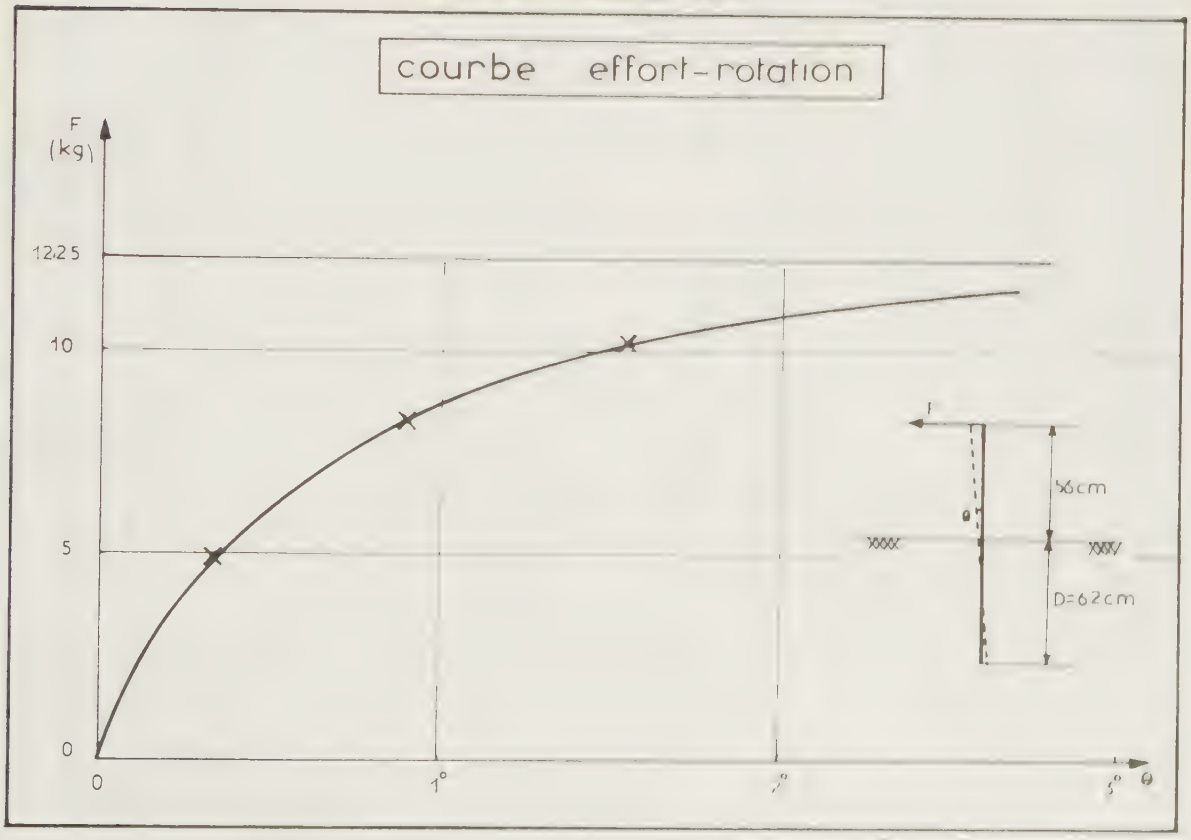
En écrivant les conditions d'équilibre du système : moment nul et projection horizontale des contraintes nulles, la troisième équation en projection verticale lui permet de faire des hypothèses sur l'inclinaison des contraintes:

GRAPHIQUE 3-6



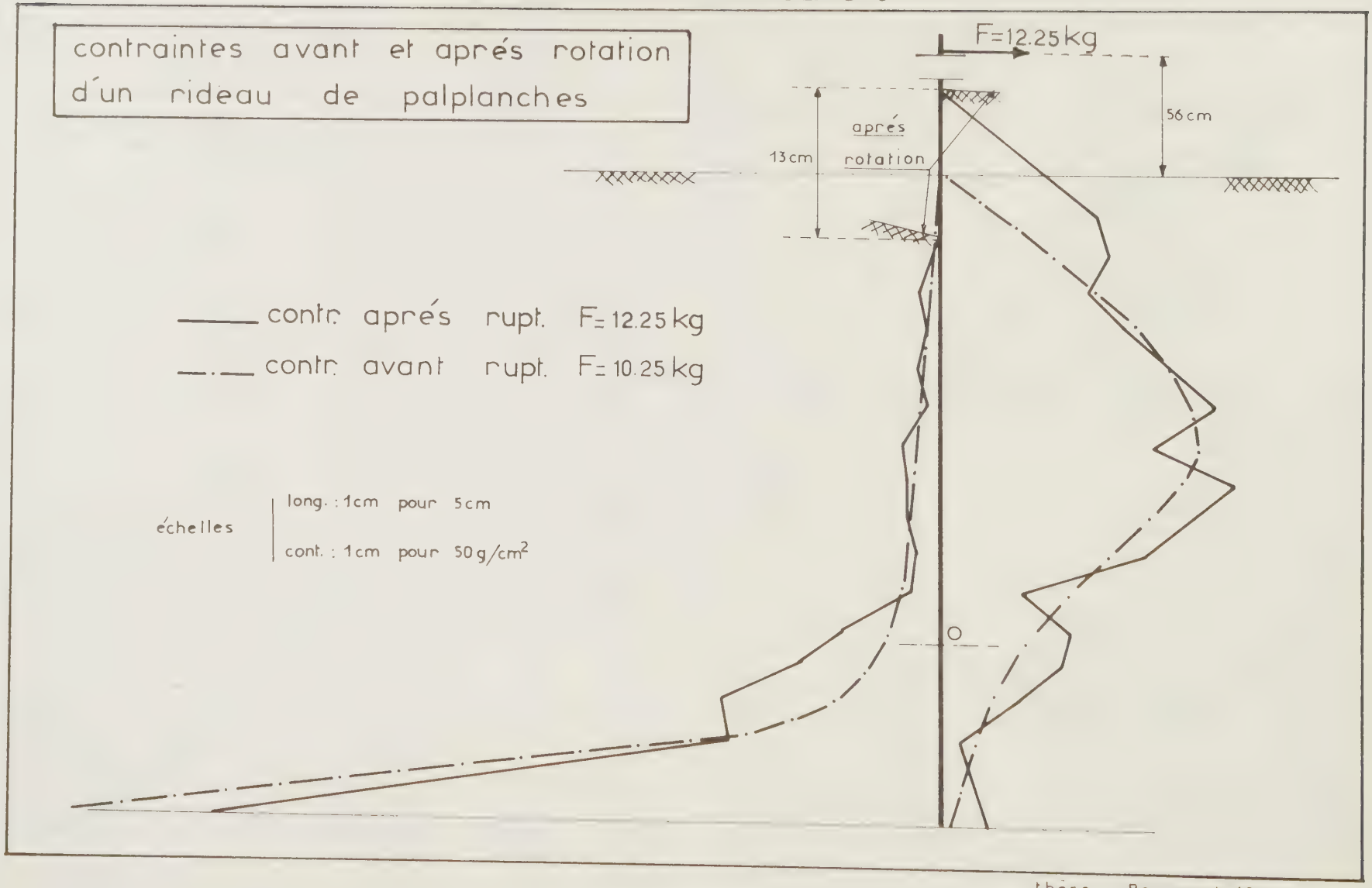
these Blanez 1962

GRAPHIQUE 3-7



these Boucraut 1964

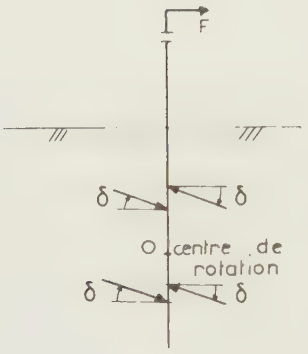
GRAPHIQUE 3_8



these Boucraut 1963

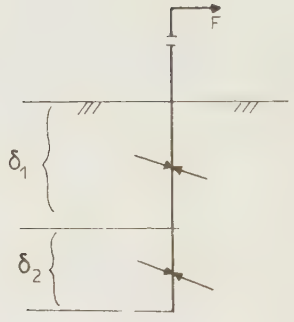
1ère hypothèse :

en adoptant la répartition suivante, il trouve $\delta = 7°$



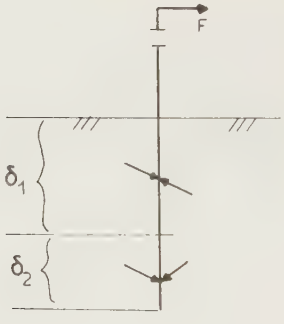
2ème hypothèse :

Il ne peut admettre qu'une inconnue ; donc si $\delta_1 = 17°$, il trouve $\delta_2 = 20°$



3ème hypothèse :

Si $\delta_1 = 17° \Longrightarrow \delta_2 = 16°$



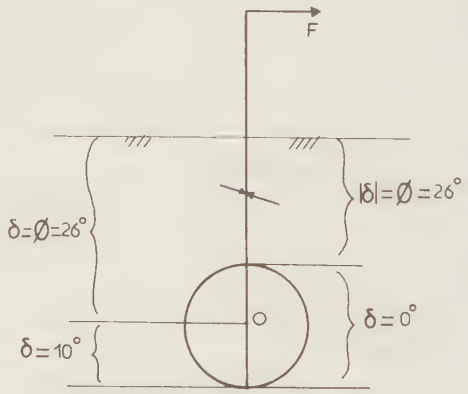
4ème hypothèse :

Il prend une inclinaison variable des contraintes.

Les mesures effectuées montrent que $\frac{x}{D} = 0{,}73$ (x étant la distante du centre de rotation au niveau du sol) et $\frac{Mr}{\gamma D^3} = 0{,}376$ (Mr étant le moment du renversement).

⟶ La deuxième série d'essais a pour but de déterminer le sens de l'inclinaison des contraintes au-dessous du centre de rotation. L'écran est tel que D = 72 cm ; il est équipé de cellules permettant la lecture simultanée des composantes normales et tangentielles des contraintes. La force F est appliquée à 2,5 cm au-dessus de la surface du sol.

Ces essais donnent l'allure de la variation des contraintes δ le long de l'écran. Ils montrent, en outre, que l'hypothèse de plasticité n'est physiquement acceptable que dans la partie supérieure de l'écran.



1.2.3. Résultats de Capelle

Capelle a donné de nombreux résultats déduits de ses essais :

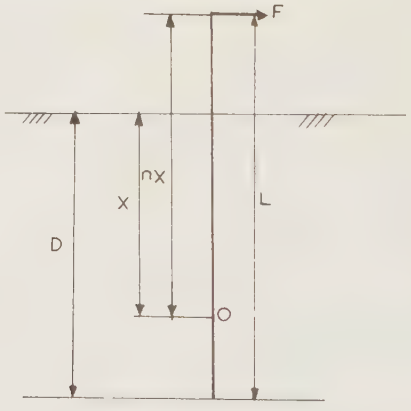
- Pour L = c^te, Capelle trouve des résultats semblables à ceux de Boucraut :

  . pour $\delta = 17°$, $\frac{x}{D} = 0,71$

  . pour $\delta = \emptyset$, $\frac{x}{D} = 0,68$

- Pour D = 28,3 cm, lorsque L passe de D à 60 cm, $\frac{x}{D}$ diminue de 0,80 à 0,72

- Le moment résistant, à partir d'une certaine profondeur $\frac{D}{L} = 0,4$, est proportionnel au cube de la profondeur, D^3.

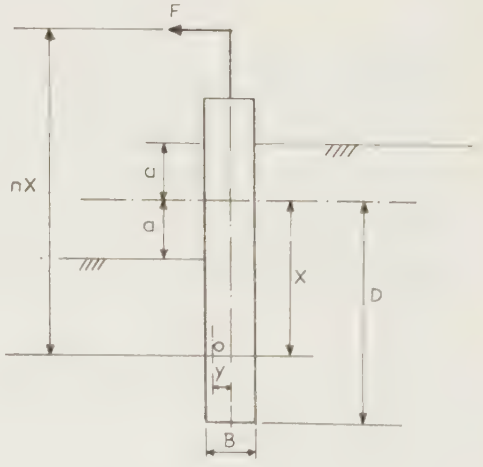


Capelle a aussi effectué des expériences sur des massifs larges pour des largeurs B égale à 15 cm, 20 cm, 30 cm ; le centre de rotation est excentré par rapport à l'axe vertical de la fondation et se situe du côté où l'on tire. Lorsque la profondeur augmente, la distance du centre de rotation à l'axe vertical augmente aussi ; pour des profondeurs relatives $\frac{D}{B}$ supérieures à 10, le centre de rotation peut être à l'extérieur de la fondation ; pour $\frac{D}{B} = 1$, la position verticale du centre de rotation est sensiblement la même que pour un massif mince.

Le moment résistant augmente rapidement avec la largeur B de la fondation pour les faibles profondeurs relatives. A partir de $\frac{D}{B} > 3$, l'influence de la largeur de la fondation est négligeable et le moment maximum devient proportionnel à D^3.

P étant le poids de la fondation, Q la force portante limite, Capelle a montré que le moment résistant croît lorsque $\frac{P}{Q}$ passe de 0,1 à 0,7 et décroît lorsque $\frac{P}{Q} > 0,7$.

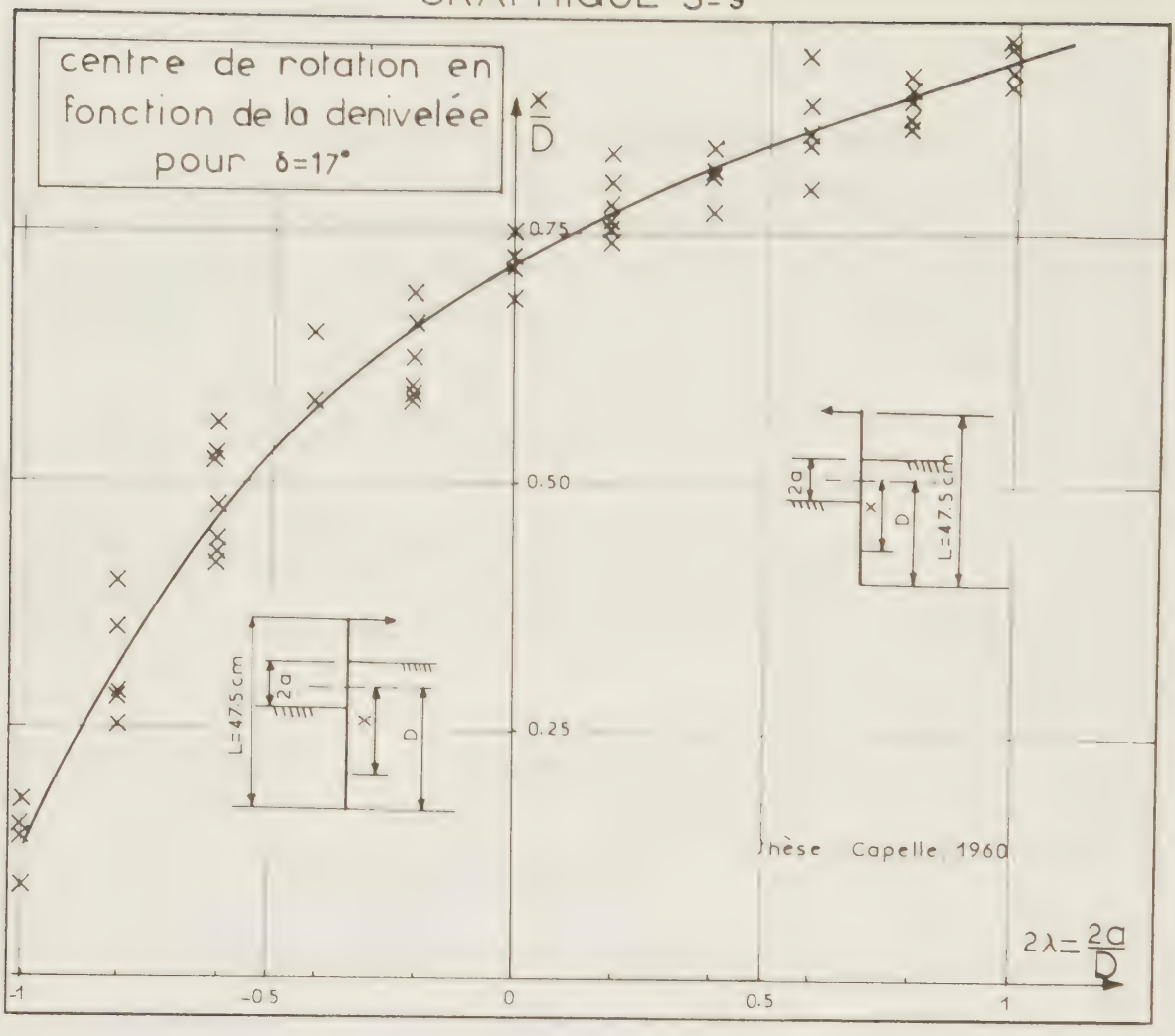
Capelle a aussi étudié le cas d'un milieu pulvérulent plan avec dénivellation : pour une fondation lisse, en fixant le point d'application de F, nous avons reporté sur le graphique 3.9., les résultats trouvés par Capelle. Dans le cas où n = 1 (F appliquée au milieu de la dénivellation), lorsque $2\lambda = \frac{2a}{D}$ augmente de 0,1 à 0,5 ; $\frac{x}{D}$ diminue de 0,84 à0,7.



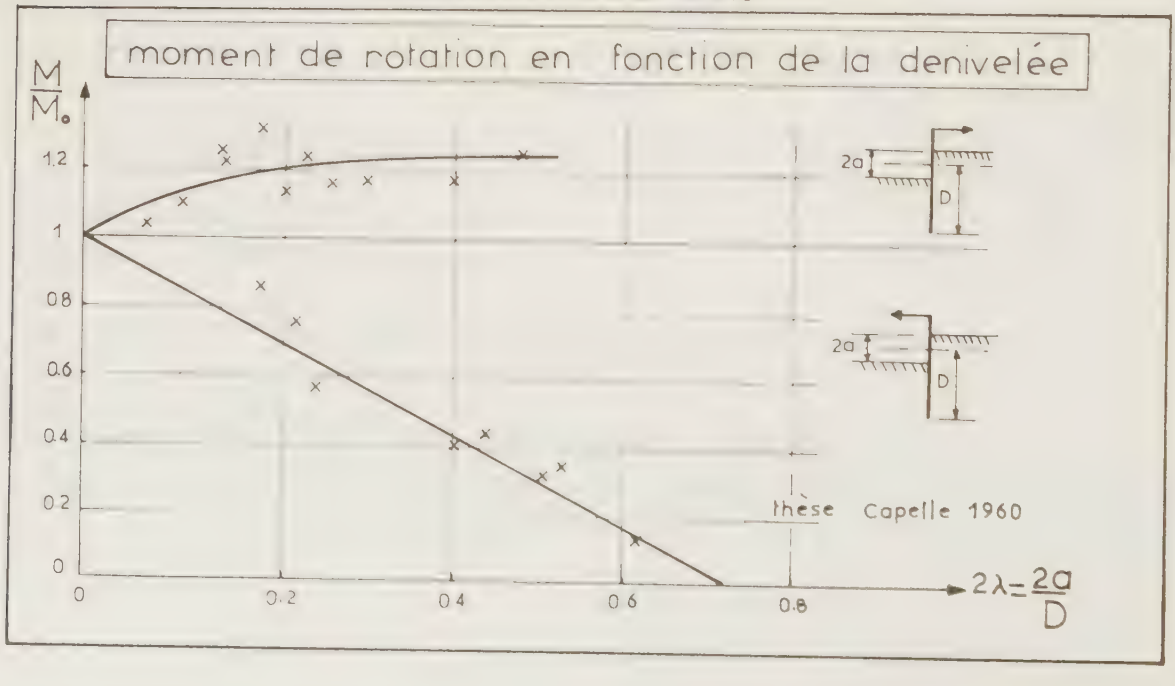
Capelle admet que le moment maxima de rupture décroît proportionnellement à la dénivelée 2a lorsque F est dirigée vers le niveau inférieur du sol. Mo étant le moment maximum pour le sol sans dénivelée, Capelle pose :

$$\frac{M}{Mo} = 1 - \frac{2\lambda}{0,73}$$

GRAPHIQUE 3-9



GRAPHIQUE 3-10



Donc $M = 0$ lorsque $2\lambda_{max} = 0,73$

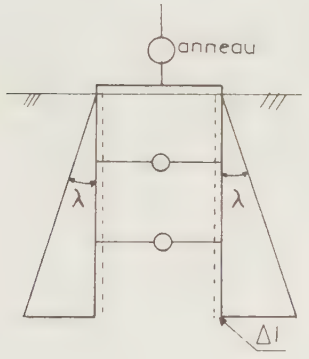
En considérant une répartition linéaire des contraintes, on obtient $2\lambda_{max} = 0,6$.

Sur le graphique 3.10, nous avons reporté $\frac{M}{Mo}(2\lambda)$ relatif aux expériences de Capelle.

2. ECRAN INCLINE

2.1. Translation

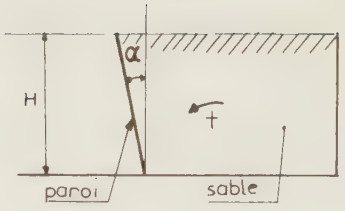
En 2.2. du chapitre 1 de la 2ème partie, nous avons décrit des expériences en cours, réalisées par Gourc et Quintyn, permettant la mesure du coefficient de pression des terres sur un écran incliné immobile.



En déplaçant les parties latérales du modèle dans le sens horizontal, les auteurs (réf.3 2ème partie) vont pouvoir tracer la variation du coefficient de pression des terres en fonction du déplacement, pour diverses valeurs de l'angle d'inclinaison de l'écran.

Fagnoul, Bonnechere et Bolle (réf.13), dans un article publié au congrès de Madrid, ont présenté les résultats d'expériences concernant l'étude de parois inclinées supportant un remblai. Leur modèle expérimental est constitué d'une boîte parallélipipédique (100 x 60 x 60 cm) dont le fond et trois parois latérales sont fixes, la quatrième paroi latérale étant la plaque d'essai. Cette

paroi rigide peut être inclinée de - 20°, - 10°, 0°, 10° et 20°, elle supporte un massif horizontal de sable sec de faible compacité et elle est translatée uniquement vers le vide.



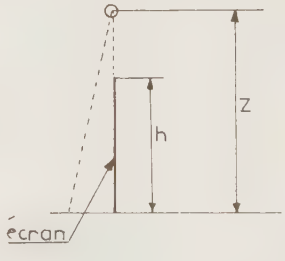
Les auteurs remarquent que les composantes normale et tangentielle de la poussée, N et T, diminuent avec α. Le point d'application de la poussée rapproche du pied de l'écran lorsque α diminue.

Toutefois, ces essais ne peuvent avoir qu'une valeur qualitative, car le pied de la paroi touche le fond de la cuve, alors que les lignes de rupture passent généralement au-dessous de l'écran ; pour cette raison, les auteurs se sont proposés de revoir le dispositif d'essai.

2.2. Rotation

Kezdi (réf.18) a déterminé la valeur de la pression des terres sur un mur tournant autour d'un axe horizontal dans le plan du mur. Les essais sont réalisés à trois dimensions dans une boîte analogue à celle que nous venons de décrire, et le matériau utilisé est l'alumine, dont les propriétés sont voisines de celles du sable.

L'axe de rotation est défini par $\zeta = \frac{z}{h}$



Nous ne rapportons ici que des résultats qualitatifs.

Kezdi trace la pression en fonction des déplacements pour :

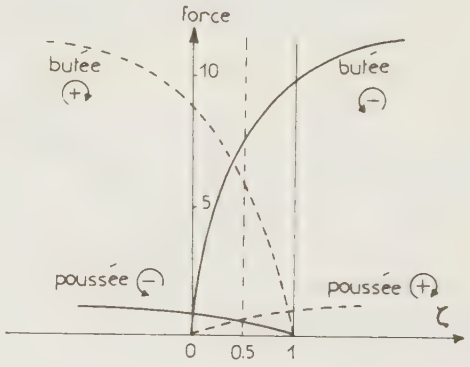
$\zeta = \infty$ $\zeta = 1$ $\zeta = 0$

La forme des trois courbes est la même, mais les valeurs les plus faibles sont enregistrées pour $\zeta = 0$, les plus fortes pour $\zeta = \infty$.

En notant la pression en fonction de la hauteur de l'écran pour $\zeta = 1$ et $\zeta = \infty$, Kezdi montre que la force résultante est bien de la forme Kh^2 mais avec des valeurs numériques beaucoup plus élevées que celles données par toutes les théories actuellement utilisées.

Dans les cas où $0 < \zeta < 1$, nous avons à la fois poussée et butée.

Nous représentons ci-contre les résultats trouvés.



-=0=-=0=-
-=0=-

Ce chapitre, relatif aux déplacements imposés, nous a permis de faire le point des différentes méthodes de calcul et des relations entre contraintes et déformations. Toutefois, en général, dans la réalité, un ouvrage de soutènement ne subit pas de force extérieure autre que celle de l'action du remblai, des surcharges éventuelles et du sol de fondation. C'est ce que nous allons étudier dans les prochains chapitres.

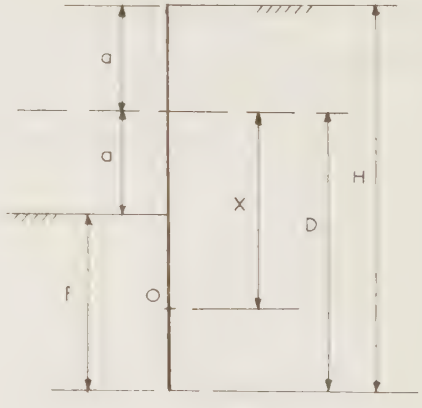
CHAPITRE II - REMBLAI DERRIERE PALPLANCHE

1. SANS ANCRAGE

Boucraut a réalisé de nombreuses expériences en milieu pulvérulent bidimensionnel ($\phi = 26°$) concernant cette partie. Il existe aussi des quantités de méthodes de calculs. Nous allons successivement présenter ces deux points concernant des ouvrages rigides et observer ensuite le cas d'ouvrages flexibles.

1.1. Expériences

Considérons le schéma ci-contre : une palplanche qui supporte une certaine dénivellation 2a.



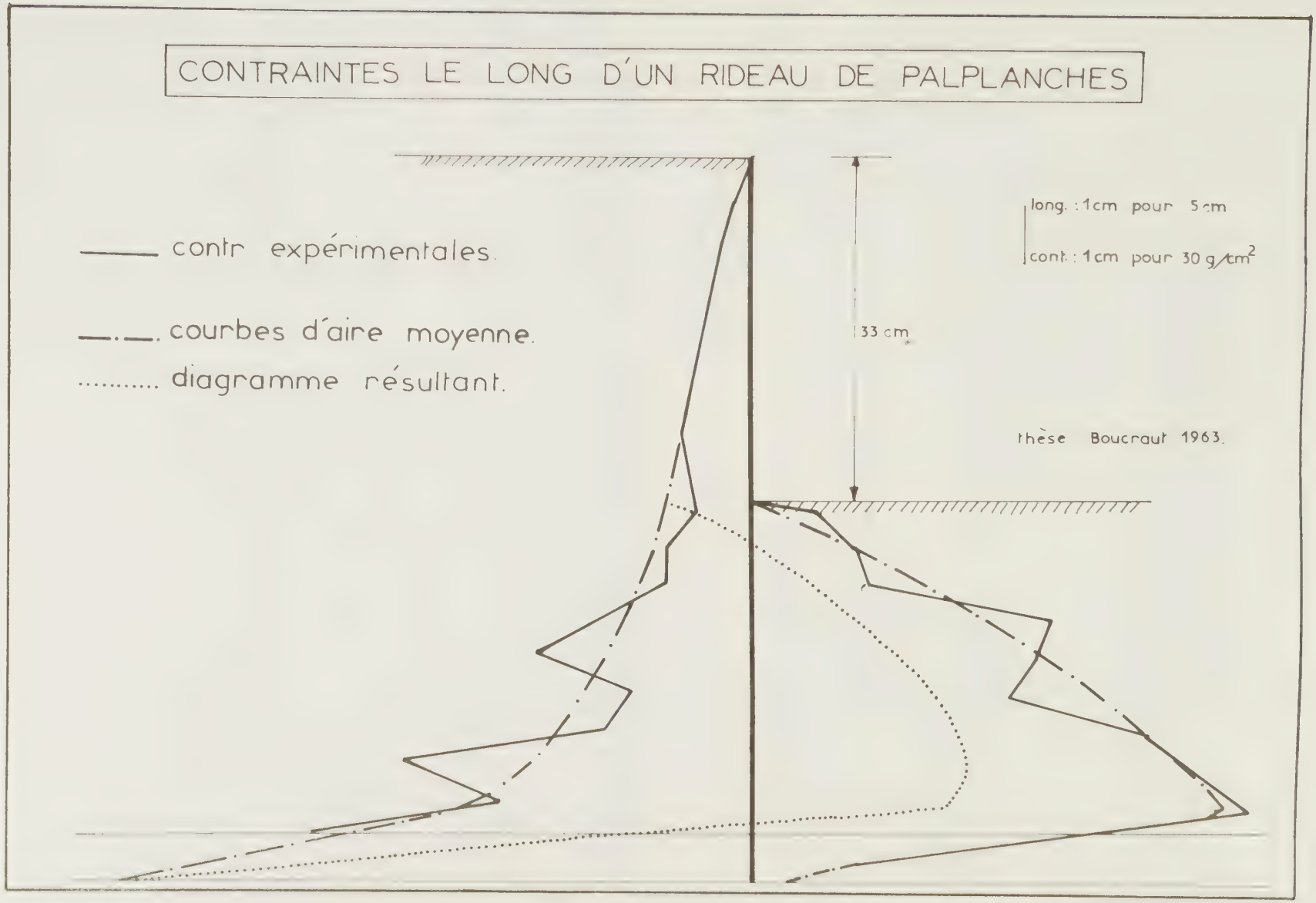
Les inconnues de ce problème sont :

- la fiche f,
- la position du centre instantané de rotation définie par X.
- la répartition des contraintes le long de l'écran.

Boucraut a effectué deux séries d'essais :

1ère série : Il utilise un écran de 70 cm équipé de dynamomètres à friction protégés par un feuillard lisse ($\delta = 17°$). Le graphique 3.11 montre la répartition des composantes normales des contraintes pour une dénivellation de 33 cm (la rupture se produisant pour 37 cm).

GRAPHIQUE 3-11



Les mesures expérimentales sont contrôlées au moyen des deux premières conditions de l'équilibre (moment nul, somme des forces nulles en projection horizontale), la troisième condition : somme des forces nulles en projection verticale, permettant de déterminer une hypothèse valable sur l'inclinaison des contraintes.

En supposant le schéma suivant Boucraut trouve $\delta = 19°$. Cette hypothèse paraît acceptable.

Les autres inconnues sont :

$$\frac{f}{2a} = 0,89 \quad \text{et} \quad \frac{x}{2a} = 1,26$$

2ème série : Boucraut utilise un écran rugueux, H = 75 cm, équipé de cellules permettant de déterminer les composantes normales et tangentielles des contraintes.

Ces essais confirment qu'au-dessus de la rotule du centre O, il est légitime de supposer que le massif entre en plasticité parfaite, en mobilisant le frottement maximum.

Résultats trouvés :

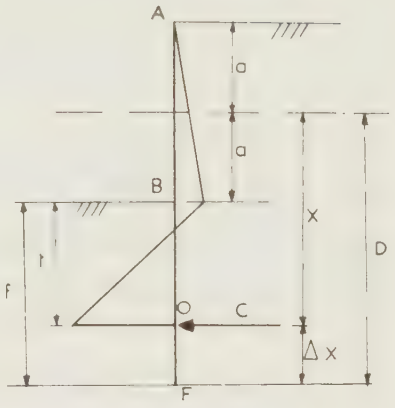
$$\frac{f}{2a} = 0,54 \quad \text{et} \quad \frac{x}{2a} = 0,87$$

Ainsi, la fiche est moins grande pour un écran rugueux que pour un écran lisse, et O est situé plus haut dans le cas d'un écran rugueux.

1.2. Quelques méthodes de calcul

1.2.a. Méthode de Blum (réf. 7)

Cette méthode suppose la plasticité parfaite dans tout le massif. Blum suppose la répartition des composantes normales ainsi figurée. L'auteur place une contre butée C, qui provoque l'encastrement du rideau au centre de rotation.



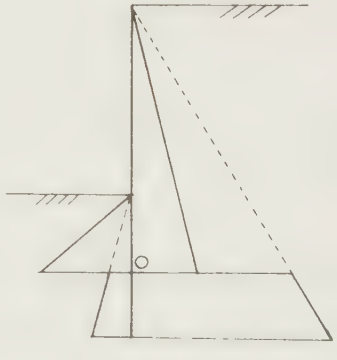
Il y a trois inconnues :

- la position du centre de rotation X (ou t) ;
- la réaction C
- la fiche f (ou D)

Blum écrit les deux conditions d'équilibre (moment nul et somme des forces nulles den projection horizontale). Pour avoir une troisième équation, il suppose que la contre butée C est constante sur la partie OF .

1.2.b. Méthode linéaire

Cette méthode qui repose sur la plasticité parfaite dans tout le massif, suppose la répartition des composantes normales des contraintes suivantes : poussée et butée au-dessus du point O avec permutation au dessous.



Cette méthode montre que l'introduction de la contre butée C de la méthode de Blum est inutile.

1.2.c. Application de la méthode des caractéristiques

Le calcul fait par Nègre (réf.21) suppose un frottement sol écran $\delta = 12°$. Les résultats trouvés : $\frac{D}{2a} = 1,45$ et $\frac{x}{2a} = 1,30$ sont proches des résultats expérimentaux de Boucraut.

1.2.d. Méthode de Brinch Hansen

Selon le type de sollicitations, il distingue différentes figures de rupture qui se composent d'une succession de cercles et de droites sur lesquelles il intègre l'équation de Koëtter. Les conditions statiques fournissent les inconnues du problème.

L'auteur donne des abaques pour $\phi = 30°$. En première approximation, on peut prendre :

écran lisse $\delta = 0°$ $\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{2a} = 1,50 \\ \\ \frac{x}{2a} = 1,43 \end{array} \right.$ écran rugueux $\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{2a} = 1,13 \\ \\ \frac{x}{2a} = 1,03 \end{array} \right.$

Les résultats sont compatibles avec l'expérience.

1.2.e. Méthode de Biarez - Wiendieck

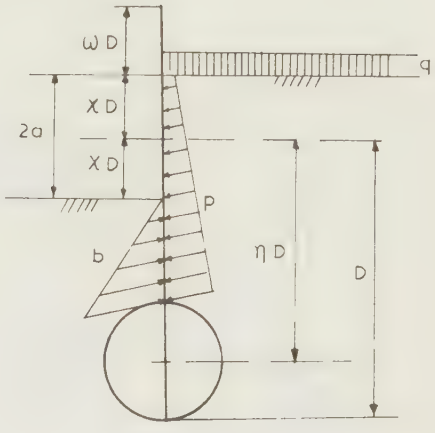
Cette méthode est valable uniquement pour les massifs minces ($\frac{B}{D} < 0,1$).

Des photographies prises lors de la rupture montrent qu'il se forme, autour du centre instantané de rotation, une zone de sol priforme solidaire de la fondation et rigide. Ses contours extérieurs sont approximativement circulaires. Dans la partie supérieure, il se forme des lignes de glissement conformes aux théories classiques de la poussée des terres.

En raison de ces résultats expérimentaux, on suppose que :

- dans la partie supérieure règne la répartition classique de la poussée et butée ;

- la partie inférieure est supposée circulaire et, le long de la circonférence agissent des forces de frottement t.



Les auteurs proposent une expression de ces contraintes t :

$$t = \gamma D \eta k_1 \operatorname{tg} \phi$$

(avec $k_1 = 1{,}1$ facteur expérimental).

Le moment de rupture, par rapport au centre instantané de rotation, s'écrit :

$$M = \frac{\gamma D^3}{6}\left[b\cos\delta\,(2\eta - X - 1)^2\,(2 - \eta - X) - p\cos\delta\,(2\eta + X - 1)^2\,(2 - \eta + X) + 12 k_1 \pi \operatorname{tg}\phi\,\eta\,(1-\eta)^2\right]$$

Les auteurs supposent alors, que le moment de rupture est un minimum, c'est-à-dire que η prend la valeur qui permet au sol de prendre le chemin de la moindre résistance. L'équation $\frac{dM}{d\eta} = 0$ donne une équation du 2e degré dont la solution explicite s'écrit :

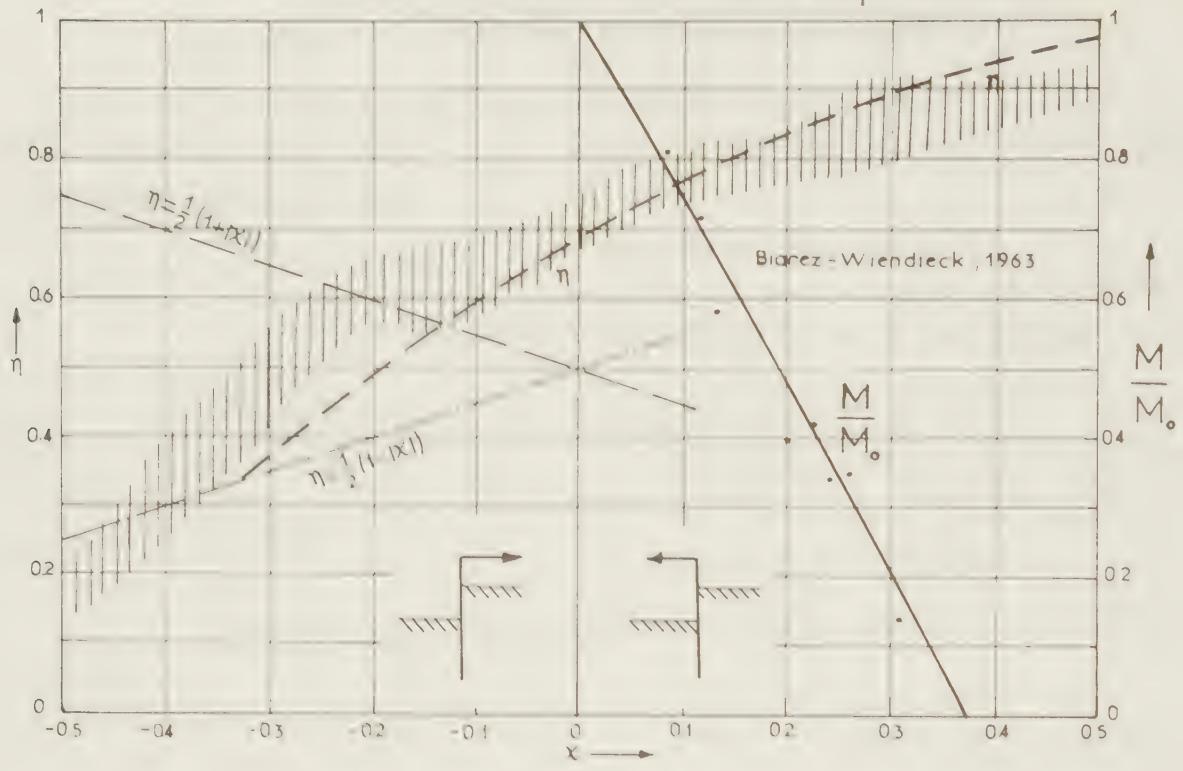
$$\eta = \frac{4k_1\pi\operatorname{tg}\phi - 2(b_n - p_n) + \sqrt{4k_1^2\pi^2\operatorname{tg}^2\phi + b_n(1-X)^2(b_n - 3\pi k_1\operatorname{tg}\phi) - 2b_n p_n(1+X)^2 + p_n(1+X)^2(p_n + 3k_1\pi\operatorname{tg}\phi)}}{6k_1\pi\operatorname{tg}\phi - 2(b_n - p_n)}$$

avec $b_n = b\cos\delta$

$p_n = p\cos\delta$

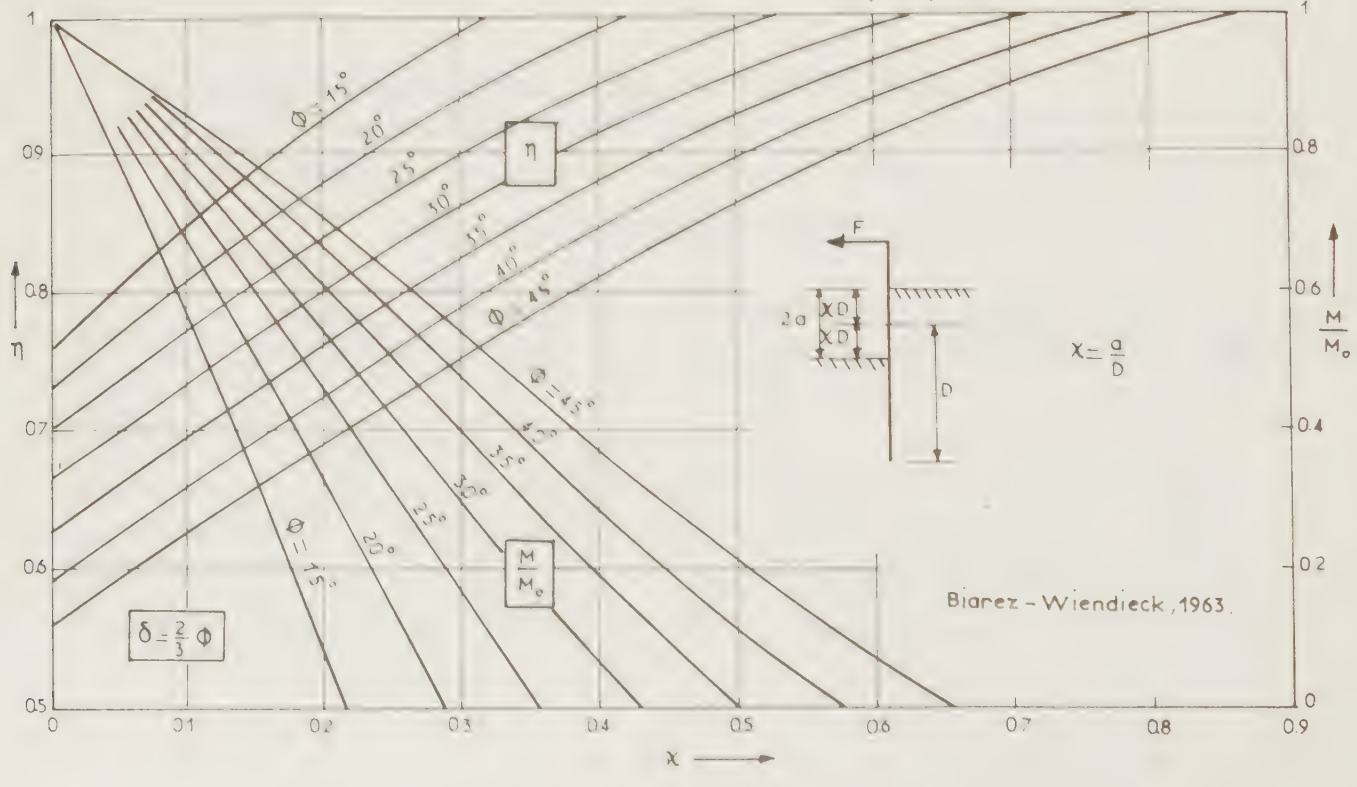
GRAPHIQUE 3-12

centre de rotation et moment max. - exp. et calcul-



GRAPHIQUE 3-13

centre de rotation et moment max. - palpl. non ancrée-



Cette relation, ainsi que les résultats expérimentaux sont reportés sur le graphique 3.12. La courbe théorique reste en grande partie à l'intérieur de la bande des résultats expérimentaux.

La condition, pour que le cercle de glissement ne coupe pas la surface inférieure du sol s'écrit : $\eta \geqslant \frac{1}{2}(1 + |x|)$; pour que le cercle ne dépasse pas la surface supérieure : $\eta \geqslant \frac{1}{2}(1 - |x|)$. Entre ces deux limites, la théorie est évidemment en défaut et, au-dessous de la droite $\eta = \frac{1}{2}(1 - |x|)$ elle n'est plus du tout valable.

Les moments sont portés sur ce même graphique. Pour la valeur $x = 0{,}375$, le moment mesuré devient nul, c'est-à-dire que la palplanche n'est plus stable ; ceci explique l'écart des courbes théoriques et expérimentales (Mo étant le moment pour $x = 0$).

Sur le graphique 3.13 sont reportées les valeurs de η et $\frac{M}{Mo}$ pour différentes valeurs de ϕ ($\frac{M}{Mo}$ est calculé pour $k_1 = 1$). Ce graphique permet de reconnaître facilement les valeurs de la dénivellation critique pour laquelle un effondrement de l'ouvrage par rupture du sol est à craindre.

En définissant la sécurité F vis-à-vis d'une rupture du sol par :

$$F = \frac{\text{Moments résistants}}{\text{Moments renversants}}$$

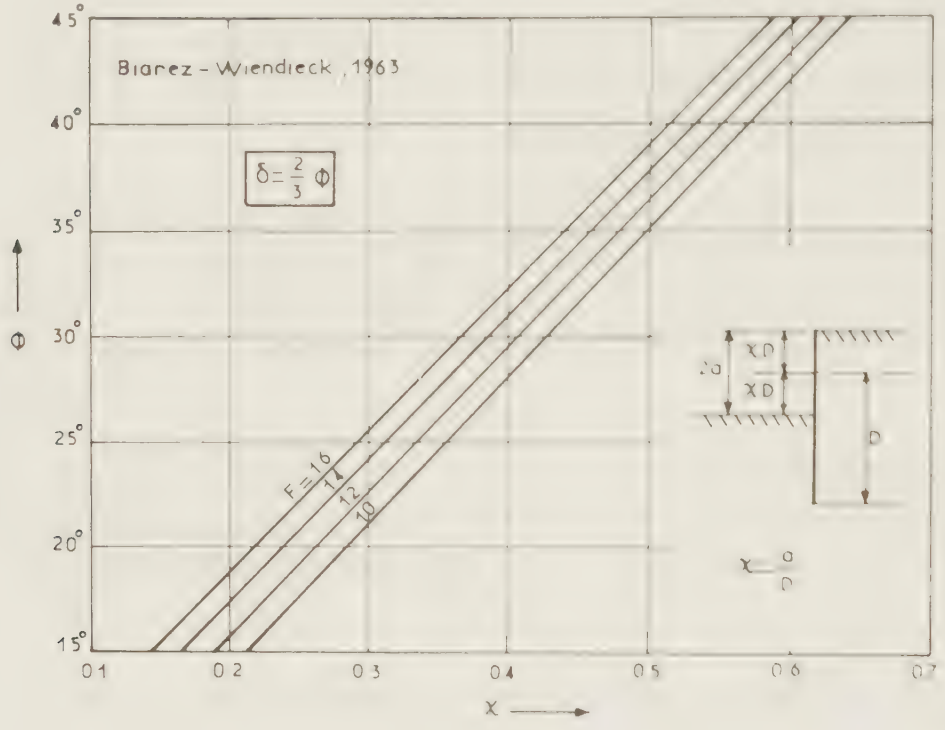
on a représenté sur le graphique 3.14, les sécurités en fonction de ϕ et de x, lorsqu'il n'y a ni forces extérieures ni surcharges.

1.3. Palplanches flexibles

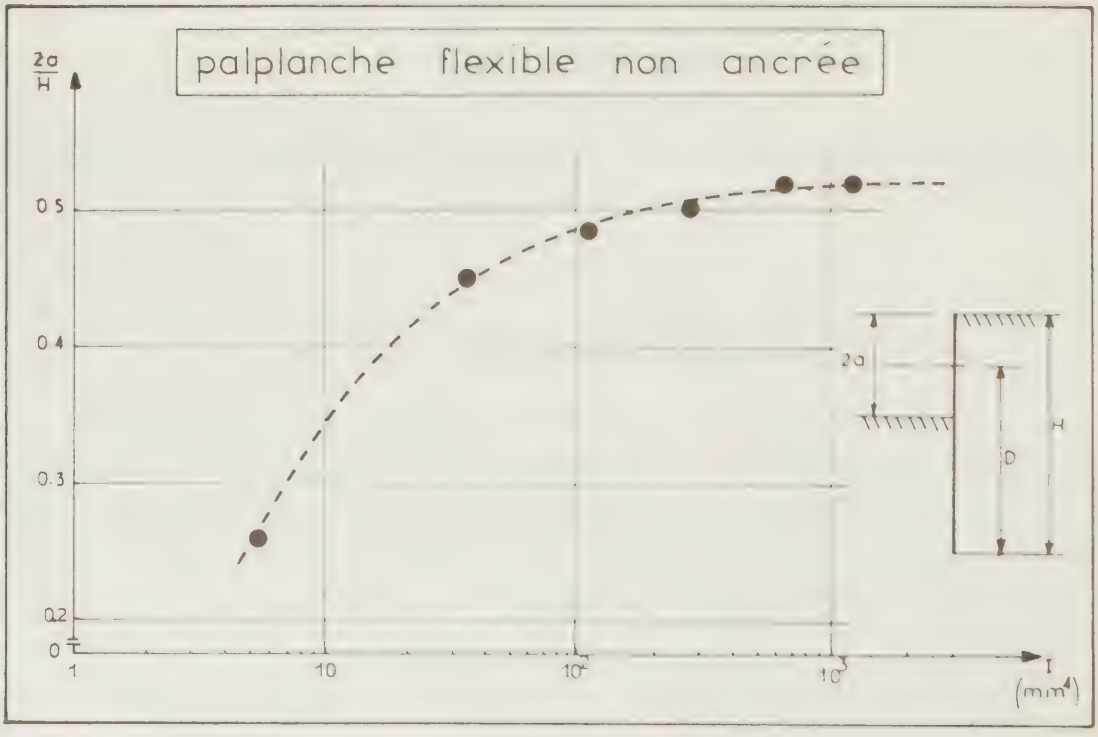
Jusqu'à présent, il n'a été question que d'ouvrages rigides. Or, dans la réalité, les palplanches sont flexibles ; il peut être intéressant de comparer la stabilité à la rupture de palplanches de flexibilités différentes. C'est l'objet de cette courte étude, uniquement qualitative.

GRAPHIQUE 3-14

coef. de securite contre renversement et glissement



GRAPHIQUE 3-15.



Nous opérons sur le modèle bidimensionnel pulvérulent formé de rouleaux en duralumin, d'angle de frottement $\phi = 26°$. Nous avons réalisé six palplanches en acier de 70 cm de hauteur et de différentes inerties I :

palplanche n° 1 : $I_1 = 5,4$ mm^4/6 cm

palplanche n° 2 : $I_2 = 33$ mm^4/6 cm

palplanche n° 3 : $I_3 = 112$ mm^4/6 cm

palplanche n° 4 : $I_4 = 276$ mm^4/6 cm

palplanche n° 5 : $I_5 = 750$ mm^4/6 cm

palplanche n° 6 : $I_6 = 1.260$ mm^4/6 cm

Les inerties sont calculées pour 6 cm, car la longueur des rouleaux est de 6 cm.

Nous avons enfoncé ces palplanches dans le milieu pulvérulent, et nous avons enlevé les rouleaux d'un côté de la plalplanche jusqu'à la rupture. Peu avant la rupture, nous avons relevé les déplacements de la palplanche à l'aide de plusieurs comparateurs. Les déplacements de chaque palplanche sont reportés dans l'annexe 1. Sur le graphique 3.15, nous avons tracé sur une échelle semi-logarithmique, les dénivellations de rupture, en fonction des différentes inerties.

Nous observons que la dénivellation de rupture tend vers une asymptote, la valeur asymptotique étant égale à $\frac{2a}{H} = 0,52$; ce qui signifie que la palplanche n° 5 pour laquelle $\frac{2a}{H} = 0,52$ supporte une dénivellation aussi importante qu'une palplanche très rigide.

Une palplanche peut atteindre la rupture de deux façons :

1. Soit le moment maximum Mmax, dans la zone la plus sollicitée, est trop important, c'est-à-dire qu'il provoque une contrainte σ max supérieure à la contrainte admissible pour l'acier.

2. Soit σ max est inférieur à la contrainte admissible pour l'acier et la palplanche atteint la rupture par défaut de fiche.

L'étude des palplanches rigides prend seulement en compte la deuxième rupture. Au point de vue économique, il est préférable d'avoir une palplanche qui atteint la rupture par défaut de fiche, mais avec une contrainte maximum σ_{max} légèrement supérieure à la contrainte admissible pour l'acier σ_a, (ceci dépendant, évidemment, de la sécurité désirée) comme c'est le cas pour la palplanche n° 5, qui résiste aussi bien qu'une palplanche de plus grande inertie, donc plus coûteuse.

Il est évident que la pression des terres sur une palplanche rigide est totalement différente de la pression des terres sur une palplanche flexible. Il serait bien sûr intéressant pour une dénivellation donnée, de relier les contraintes aux déplacements (et donc à l'inertie de la palplanche). Une telle étude rigoureuse serait très compliquée et nous n'avons pas eu le temps de l'aborder. Il nous est seulement apparu intéressant de distinguer les deux types de rupture. C'est ainsi que les palplanches n° 1, 2, 3, 4 subissent une rupture du premier type où $\sigma_{max} > \sigma_a$; les palplanches n° 5 et 6 subissent une rupture du deuxième type, par défaut de fiche.

Nous examinons, maintenant, le cas des palplanches ancrées.

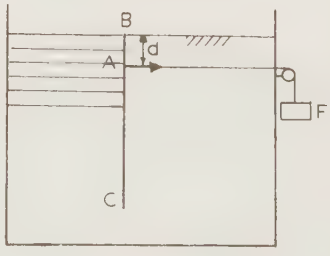
2. AVEC ANCRAGE

Nous allons suivre le même plan que dans la partie relative aux palplanches non ancrées.

2.1. Expériences (1 ancrage)

2.1.a. Ancrage parfaitement mobile

En milieu pulvérulent bidimensionnel ($\phi = 26°$) constitué par des rouleaux en duralumin, Boucraut applique la force F d'ancrage comme il est indiqué sur le schéma.



Il terrasse ensuite à gauche de l'écran.

Pour d = 2 cm, $\delta = 17°$

Pour d = 12 cm et d = 22 cm, l'écran utilisé est parfaitement rugueux.

Les inconnues sont : - la force F
- la fiche
- l'inclinaison des contraintes de part et d'autre de la paroi.

Nous donnons ici les résultats obtenus :

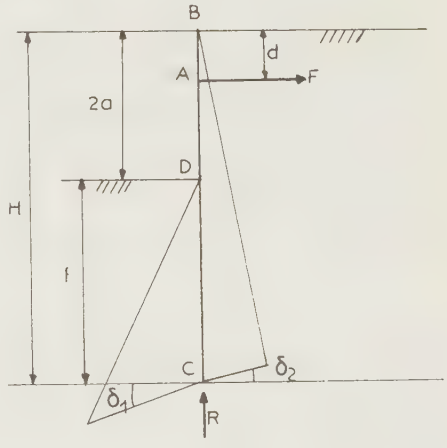
pour d = 2 cm $\quad \frac{F}{\gamma H^2} = 0,059 \quad ; \quad \frac{f}{H} = 0,31$

pour d = 12 cm $\quad \frac{F}{\gamma H^2} = 0,074 \quad ; \quad \frac{f}{H} = 0,29$

pour d = 22 cm $\quad \frac{F}{\gamma H^2} = 0,089 \quad ; \quad 0,24 < \frac{f}{H} < 0,27$

Boucraut donne une méthode de calcul en supposant le diagramme des contraintes linéaires.

P étant le poids de l'écran, les conditions de l'équilibre conduisent aux équations :

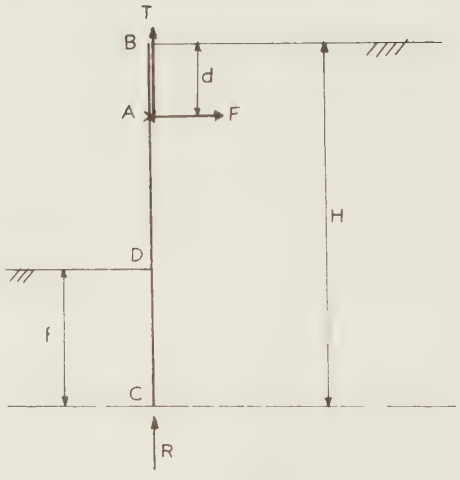


$$\begin{cases} K_p \cos \delta_2 - K_b \cos \delta_1 \left(\frac{f}{H}\right)^2 - \frac{2F}{\gamma H^2} = 0 \\ K_p \sin \delta_2 - K_b \sin \delta_1 \left(\frac{f}{H}\right)^2 - 2\frac{P-R}{\gamma H^2} = 0 \\ K_p \cos \delta_2 \left(2 - 3\frac{a}{H}\right) - K_b \cos \delta_1 \left(\frac{f}{H}\right)^2 \left(3 - 3\frac{a}{H} - \frac{f}{H}\right) = 0 \end{cases}$$

En se fixant δ_2, Boucraut détermine δ_1, f, F. Après avoir fait le calcul pour plusieurs valeurs de δ_2, il apparaît que la valeur de δ_2 influe très peu sur les valeurs de F, alors qu'elle joue un rôle important sur la fiche f.

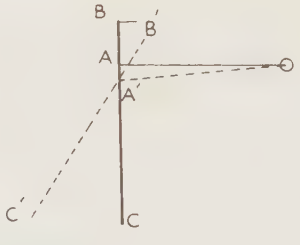
2.1.b. Ancrage fixe

Boucraut réalise plusieurs séries d'essais : selon que le point d'ancrage est parfaitement fixe (tenu horizontalement, F et verticalement, T) ou partiellement fixe (T = 0 déplacement possible dans le sens vertical), selon la rugosité de l'écran, enfin selon que l'ancrage est placé avant le début de l'essai ou après avoir créé la dénivellation relative au point d'ancrage.

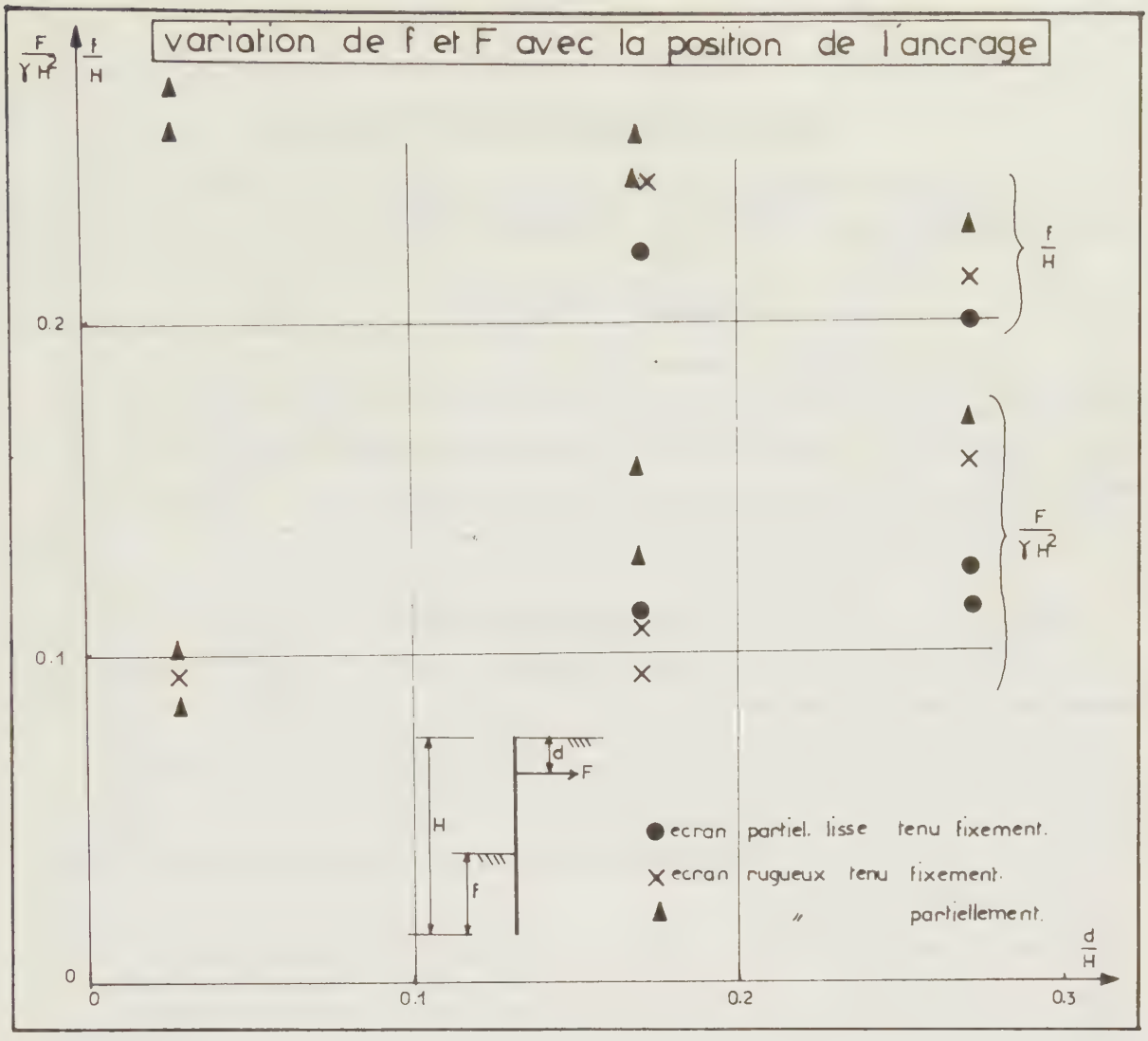


Les résultats relatifs à ces essais sont regroupés sur le graphique 3.16 où sont reportés l'effort horizontal F dans l'ancrage et la fiche f en fonction de la position d de l'ancrage pour différentes mises en place de l'ancrage et divers revêtements de l'écran. Nous constatons sur ce graphique que pour tous les essais, les fiches critiques, en dessous desquelles l'écran n'est plus stable et les composantes horizontales de la réaction sont sensiblement les mêmes ; toutefois, dans le cas des écrans tenus partiellement au point d'ancrage (F, T = 0), les valeurs sont plus importantes au moment de la rupture.

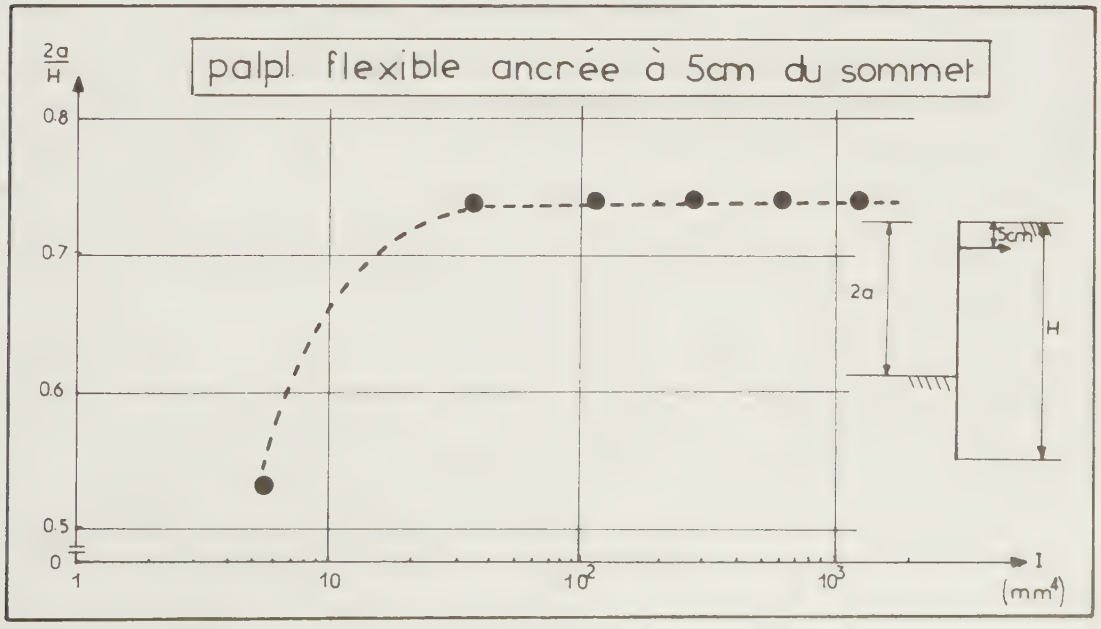
Boucraut explique ceci parce que, d'une part, F n'est plus horizontal et, d'autre part, la rotation de l'écran s'accompagne d'un déplacement vertical de l'articulation A, provoquant la mise en butée d'une partie du sol.



GRAPHIQUE 3-16



GRAPHIQUE 3-17



2.2. Quelques méthodes de calcul (un ancrage)

Nous présentons seulement les hypothèses sur lesquelles reposent les méthodes de Verdeyen et Roisin et de Tschébotarioff.

2.2.a. Méthode de Verdeyen et Roisin (ref. 30)

Du côté de la poussée, les auteurs admettent le diagramme calculé à partir de la plasticité parfaite dans tout le massif avec une inclinaison nulle des contraintes. Sur l'autre face, ils adoptent une répartition linéaire des contraintes de coefficient nb_o (b_o : coefficient de butée avec $\delta = 0$ et n fonction du coefficient de sécurité choisi).

2.2.b. Méthode de Tschébotarioff

Il s'agit d'une méthode empirique résultant d'essais effectués par Tschébotarioff dans des sables :

- on calcule le rideau comme une poutre sur deux appuis, l'un réel au point d'ancrage, l'autre fictif au fond de fouille ;

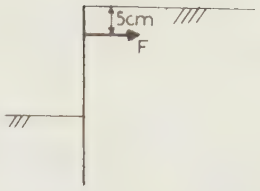
- on admet que la fiche est indépendante des caractéristiques du sol et est fixée à 0,43 fois la dénivellation ;

- la pression résultante agissant au-dessous du fond de fouille est nulle ;

- le coefficient de poussée est déterminé par une formule empirique dont les différents termes dépendent du gradient de saturation de l'eau, de la grandeur du frottement du sol sur le rideau, de la distance du point d'ancrage au terre-plein.

Il semble que cette méthode ait un domaine d'application très étroit ; il ne faut l'utiliser qu'avec précaution.

2.3. Palplanches flexibles (un ancrage)



Nous avons effectué les mêmes expériences que celles décrites au paragraphe 1.3. de ce chapitre, avec les mêmes palplanches ancrées fixement dans le sens horizontal à 5 cm du sommet.

Après avoir enfoncé la palplanche dans le milieu pulvérulent et après l'avoir ancrée, nous avons réalisé les mêmes expériences à la rupture qu'au paragraphe 1.3. Peu avant la rupture, nous avons relevé les déplacements et les valeurs de la force à l'ancrage pour chaque palplanche (voir annexe 1). Sur le graphique 3.17, sont reportées les dénivellations de rupture en fonction de l'inertie. Nous constatons là aussi, comme nous l'avons souligné au paragraphe 1.3. qu'il s'agit, à partir de la palplanche n° 2, d'une rupture par défaut de fiche. Les palplanches n° 2, 3, 4, 5, 6 supportent en effet la même dénivellation de rupture ; les inerties étant très différentes, il ne s'agit pas d'une rupture pour laquelle la contrainte maximum σ_{max}, serait supérieure à la contrainte admissible de l'acier σ_a, mais il s'agit bien d'une rupture par défaut de fiche ; c'est-à-dire que quelle que soit l'inertie, la dénivellation de rupture sera toujours la même à partir de $I = 33\ mm^4/6\ cm$. Pour la palplanche n° 1, très flexible, pour laquelle la dénivellation de rupture est bien inférieure aux autres, il s'agit d'une rupture pour laquelle $\sigma_{max} > \sigma_a$.

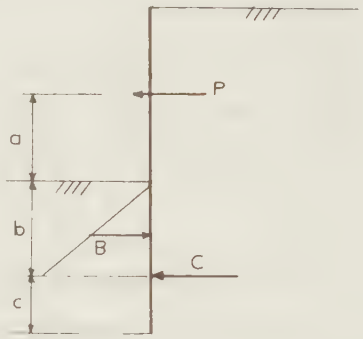
Si nous observons l'annexe n° 1, nous apercevons que la force d'ancrage, peu avant la rupture, augmente avec l'inertie. On peut expliquer ceci en disant que plus la palplanche est flexible, plus les déplacements sont importants ; donc, une palplanche flexible va mobiliser facilement la poussée et la butée (palplanche n° 2), alors qu'une palplanche plus rigide (palplanche n° 6) aura des déplacements moins importants, donc ne mobilisera pas entièrement poussée et butée, ce qui signifie que, pour réaliser l'équilibre des forces en projection horizontale, il faudra une force extérieure plus importante.

Le problème revient à trouver pour une dénivellation 2a donnée, une palplanche telle que la rupture se produise par défaut de fiche pour une dénivellation 2a' supérieure ($\frac{a'}{a}$ étant fonction de la sécurité désirée) et telle que pour la dénivellation 2a', σ_{max} soit légèrement supérieur à σ_a. Une telle étude nous paraît très importante du point de vue économique et il serait souhaitable qu'elle soit poursuivie en détail.

2.4. Plusieurs ancrages

Nous présentons une méthode de calcul des palplanches ancrées à deux niveaux, basée sur les hypothèses de calcul classique (réf. 26)

On considère la palplanche représentée sur la figure ci-contre soumise à une poussée P, une butée B et une contre butée C.



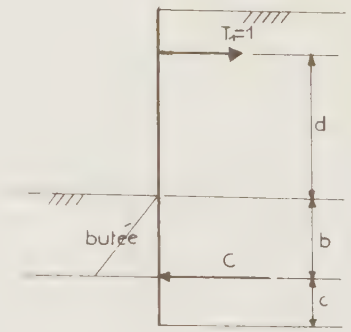
La méthode suppose la palplanche encastrée au niveau supérieur du tronçon c ; on peut donc calculer le rideau comme une console et, en supposant la contrebutée concentrée au niveau de l'encastrement, on écrit :

$$P + C = B$$

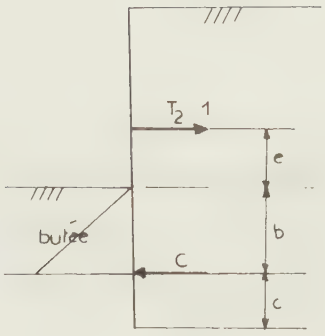
$$P\,(a + b) = \frac{1}{3}\,B\,b$$

P, a, b étant connus, on en déduit B et C.

On fait ensuite agir au droit du pojnt d'attache du tirant supérieur, une force horizontale $T_1 = 1$; on peut calculer la butée B_1 et la contrebutée C_1 correspondantes.



En procédant de même pour le tirant inférieur, on peut calculer pour $T_2 = 1$, B_2 et C_2.



En appelant :

- d_1 et d_2 les déplacements, au niveau des points d'attache des tirants, dus seulement à la poussée P ;

- d'_1 et d'_2 les déplacements dus à la charge $T_1 = 1$;

- d''_1 et d''_2 ceux dus à la charge $T_2 = 1$.

Si on s'est fixé les valeurs f_1 et f_2 des déplacements définitifs au droit des tirants, on pourra en déduire les valeurs de T_1 et T_2 par les équations :

$$f_1 = d_1 - T_1 d'_1 - T_2 d''_1$$

$$f_2 = d_2 - T_1 d''_2 - T_2 d''_2$$

Ayant T_1 et T_2, on calcule les moments maxima par les méthodes habituelles.

Par cette méthode, il est possible de considérer plusieurs valeurs pour f_1 et f_2 et d'obtenir une série de réactions T_1 et T_2, afin de se rendre compte de l'importance de la variation des déplacements.

--=0=--=0=-
-=0=-

L'étude des palplanches repose surtout, comme nous avons pu le constater, sur l'expérience. Il n'existe pas en effet de méthode de calcul rigoureuse permettant de prendre en compte toutes les données d'un problème. L'étude des murs de soutènement que nous allons aborder maintenant va nous montrer qu'il en est de même.

CHAPITRE III - REMBLAI DERRIERE MURS

Après les généralités, nous ferons un rappel des résultats expérimentaux de KRZYZANOWSKI et MAURICE sur des murs cantilevers, triangulaires et à stabilisateurs arrière ; ensuite, nous présenterons les résultats de nos expériences effectuées sur des murs tronqués et des murs poids de formes quelconques.

Nous précisons que toutes les expériences dont il est question dans ce chapitre sont effectuées en milieu bidimensionnel pulvérulent constitué par des rouleaux en duralumin d'angle de frottement $\phi = 26°$ et de masse volumique $\gamma_s = 2{,}25\ g/cm^3$.

A. GENERALITES

1. Hypothèses générales

La résolution d'un problème de mécanique nécessite la connaissance de la loi rhéologique du matériau qui, combinée aux équations de l'équilibre indéfini et aux conditions aux limites, détermine la solution du problème.

En mécanique des sols, la loi rhéologique est difficile à déterminer, par suite des hétérogénéités, des fissures, des phénomènes tels que le retrait et le tassement ; de plus, les conditions aux limites dans le cas particulier du mur de soutènement, font intervenir à la fois les contraintes et les déformations.

On conçoit qu'une étude qui nous donnerait les contraintes et les déformations en tout point serait extrêmement complexe. On procède, dans la pratique, à des simplifications, et on sépare l'étude de l'action du remblai sur le mur et l'étude de la réaction du sol de fondation.

L'équilibre d'un mur nécessite que le torseur des forces appliquées soit nul : forces de volume (poids $\vec{W}$) et forces extérieures (poussée $\vec{P}$ sur la face amont, butée $\vec{B}$ sur la face aval et réaction $\vec{R}$ sur la base) :

$$\vec{W} + \vec{P} + \vec{B} + \vec{R} = 0$$

La plupart des méthodes de calcul se différencient selon l'estimation de la force limite R qui produit un grand déplacement du mur et selon la définition du coefficient de sécurité.

2. Action des terres sur le mur

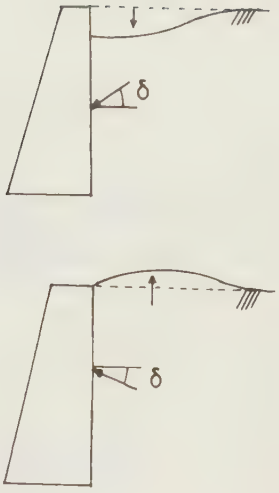
2.1. Pression des terres sur le parement amont

Un mur de soutènement est libre de se déplacer, de sorte que la poussée des terres peut se développer totalement ; toutefois, le déplacement du mur peut ne pas être uniforme tout au long de la paroi en contact avec le mur, de sorte que la mobilisation de la poussée ne se fait pas partout. Généralement, les déplacements du mur sont suffisamment importants pour supposer que la poussée agit tout au long de la paroi en contact avec le remblai ; c'est l'hypothèse la plus simple et nous l'adopterons pour nos calculs de murs en modèles réduits. Nous verrons par la suite que cette hypothèse peut être en défaut dans certains cas.

Ayant choisi le calcul de la poussée, un autre problème se pose : quel angle de frottement δ choisir, au contact sol-paroi ? Généralement, si le parement est rugueux, on choisit $\delta = \phi$ et, si le parement est lisse $\delta = \frac{2}{3}\phi$.

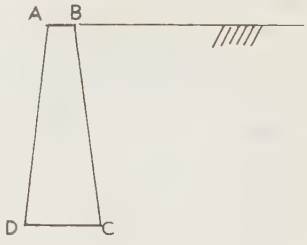
Le sens d'orientation des contraintes sur le mur pose un autre choix délicat. En fait, le sens d'orientation, tout comme la valeur de δ , dépendent bien plus du déplacement relatif du mur par rapport au remblai que de la rugosité du mur (voir paragraphe 1.2., chapitre 1 - 2ème partie).

C'est ainsi que si le sol baisse par rapport au mur, les contraintes sont dirigées vers le bas ; si le sol monte par rapport au mur, les contraintes sont dirigées vers le haut. Ceci suppose que nous allions jusqu'à la rupture, ce qui est possible en modèle réduit, mais pour un mur réel, la cinématique est inconnue à priori ; il est donc très délicat de justifier le choix de δ et de l'orientation des contraintes.

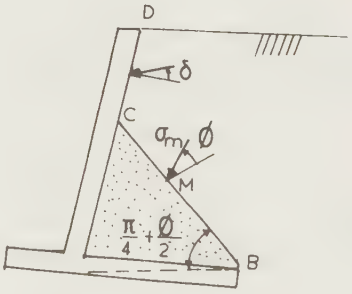


Ayant justifié le choix de ces différents paramètres, il reste à calculer la poussée et à choisir pour cela, le profil sur lequel ce calcul doit être effectué.

Pour un mur poids comme celui qui est représenté ci-contre, le calcul de la poussée s'effectue normalement sur la partie BC en contact avec le remblai, à l'aide des coefficients de poussée de CAQUOT.



Dans le cas d'un mur cantilever, on a observé, lors de la rupture, un coin de sol qui restait solidaire du mur. L'angle que fait le côté BC de ce coin de sol avec l'horizontale est toujours égal à $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$.



Le calcul de la poussée s'effectue donc sur la ligne BCD :

- sur BC, nous avons un contact sol-sol, donc il est raisonnable de prendre, lors de la rupture commme valeur du frottement, $\delta = \phi$. Dans ces conditions, la poussée en un point M se trouvant à la profondeur z a pour valeur :

$$\sigma_M = \gamma z \ tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

- sur CD, le calcul de la poussée s'effectue à l'aide des coefficients de poussée de CAQUOT.

Ainsi, chaque forme de mur constitue un cas particulier pour le calcul de la poussée ; il est très important de vérifier que les hypothèses faites sont en accord avec le schéma de rupture.

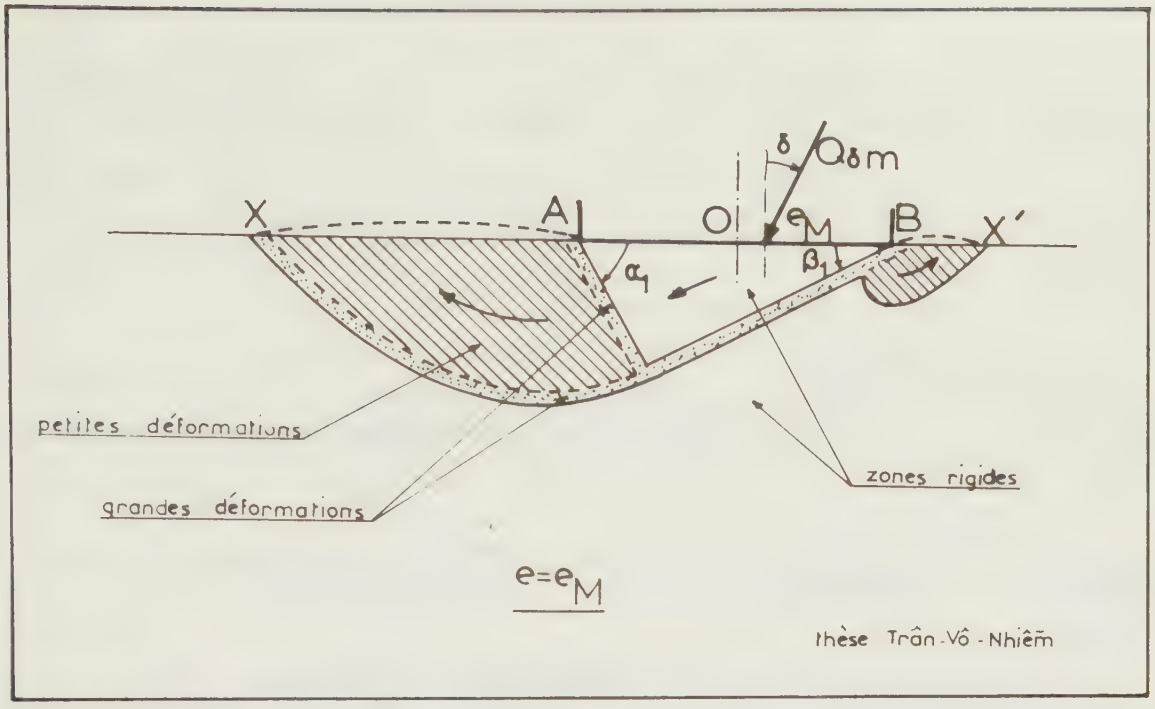
Nous allons maintenant examiner la réaction du sol de fondation sur la base.

2.2. Calcul de la force portante limite

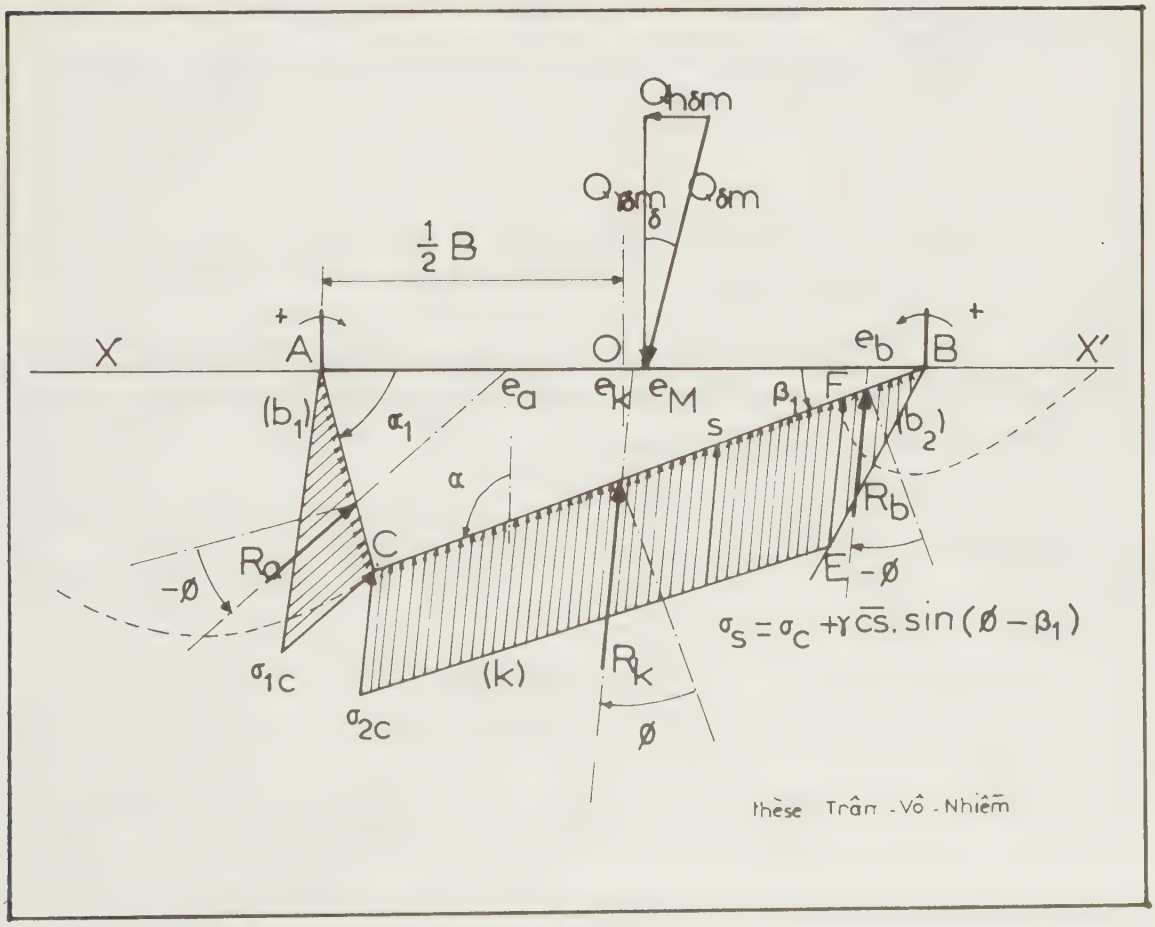
On se place dans le cas le plus général d'une fondation à charge inclinée excentrée.

Les expériences effectuées au Laboratoire de mécanique des sols de Grenoble par HAERINGER (réf.17), PICCHIOTINO (réf.22), TRAN-VO-NHIEM (réf.27), ZEYNALI (réf.31) ont montré que le maximum de force portante était obtenu pour une excentricité e_M positive, fonction de l'inclinaison.

GRAPHIQUE 3-18



GRAPHIQUE 3-19



Pour calculer la force portante d'une fondation à charge inclinée excentrée, on applique la méthode du coin minimal de BIAREZ étendue par TRAN-VO-NHIEM au cas d'une force inclinée. On généralise la formule de TERZAGHI :

$$\frac{Q_{v\delta}}{BL} = \frac{1}{2}\,\gamma\, B\, r_{\gamma e}\, N_{\gamma\delta} + (q + \gamma D)\, r_{qe}\, N_{q\delta} + c\, r_{ce}\, N_{c\delta}$$

B, L et D sont respectivement la largeur, la longueur et la profondeur de la base, q la surcharge appliquée et c la cohésion du milieu.

$N_{\gamma\delta}$, $N_{q\delta}$, $N_{c\delta}$ sont des coefficients adimensionnels de force portante qui ne dépendent que de ϕ et δ .

$r_{\gamma e}$, r_{qe}, r_{ce} sont des coefficients de réduction pour tenir compte de l'excentrement de la charge :

$$r_{\gamma e} = \left[\frac{1 \pm 2\frac{e}{B}}{1 \pm 2\frac{e_M}{B}}\right]^2 \quad \text{signe} + \text{ si } \frac{e}{B} < \frac{e_M}{B} \quad \text{et} \quad r_{qe} = r_{ce} = 1 - 2\left|\frac{e}{B}\right| \quad \left(\frac{e_M}{B} = 0\right)$$

Pour le calcul du terme de surface $N_{\gamma\delta}$, TRAN-VÔ-NHIÊM a proposé le schéma de calcul des graphiques 3.18 et 3.19 :

Sur les côtés AC et BF, il considère les répartitions triangulaires de contraintes de butée (b) et d'inclinaison - ϕ, les dièdres X AC et X'BF étant en plasticité parfaite.

Sur la longueur CF du côté BC, la résultante des contraintes (k) est obtenue par intégration de l'équation de KÖTTER, le long de cette ligne à partir de C.

C étant un point singulier, on admet que $|\sigma_{1C}| = |\sigma_{2C}|$ et sur CF : $\sigma_s = \sigma_{1c} + \overline{CS}$ sin $(\phi - \beta)$. Les valeurs de $N_{\gamma\delta}$, δ , $\frac{e_M}{B}$ correspondant à chaque coin (α_1, β_1) sont obtenues en écrivant les trois équations d'équilibre statique du coin. Pour chaque valeur de ϕ, TRAN-VÔ-NHIÊM a fait varier

systématiquement α_1 et β_1 et a retenu la valeur minimum de la force en fonction de β_1 pour une inclinaison δ donnée.

Les coefficients $N_{q\delta}$ s'obtiennent en considérant le cas théorique du milieu pulvérulent non pesant.

La répartition des contraintes sur les côtés AC et BC sont définies comme dans le cas précédent. Les calculs ont montré que le minimum de $N_{q\delta}$ pour une inclinaison constante est atteint pour :

$$\alpha_1 + \beta_1 = \frac{\pi}{2} + \phi$$

et prend la valeur :

$$N_{q\delta} = \frac{\cos\delta + \sin\phi \cos\gamma_1}{1 - \sin\phi} \cos\delta \; e^{(\pi - \delta - \gamma_1)\, tg\,\phi}$$

avec $\sin\gamma_1 = \frac{\sin\delta}{\sin\phi}$

En appliquant le théorème des états correspondants de CAQUOT, on trouve la relation :

$$N_{c\delta} = (N_{q\delta} - 1) \quad \text{cotg}\,\phi$$

Il est à noter que les résultats obtenus par cette méthode sont comparables à ceux de MEYERHOF, pour qui le maximum de force portante pour une charge inclinée est obtenu lorsque la charge est centrée ($e_M = 0$) ; toutefois, les résultats de MEYERHOF sont légèrement supérieurs pour des inclinaisons très faibles.

3. Coefficients de sécurité

3.1. Coefficients de sécurité classiques

3 1.1. Coefficient au renversement F_r :

C'est le rapport entre le moment de stabilisation dû au poids du mur et le moment de renversement dû à la poussée P (ou B), ces moments étant pris par rapport au pied aval du mur ; or, le pied aval n'est pas nécessairement le centre de rotation et, d'autre part, on ne contrôle pas que l'ensemble des forces appliquées forme un torseur nul.

3.1.2. Coefficient au glissement F_g :

C'est le rapport entre les forces de frottement et de cohésion sur la base et la composante horizontale de R. F_g peut être supérieur à 1, la force étant cependant beaucoup trop grande pour être acceptable.

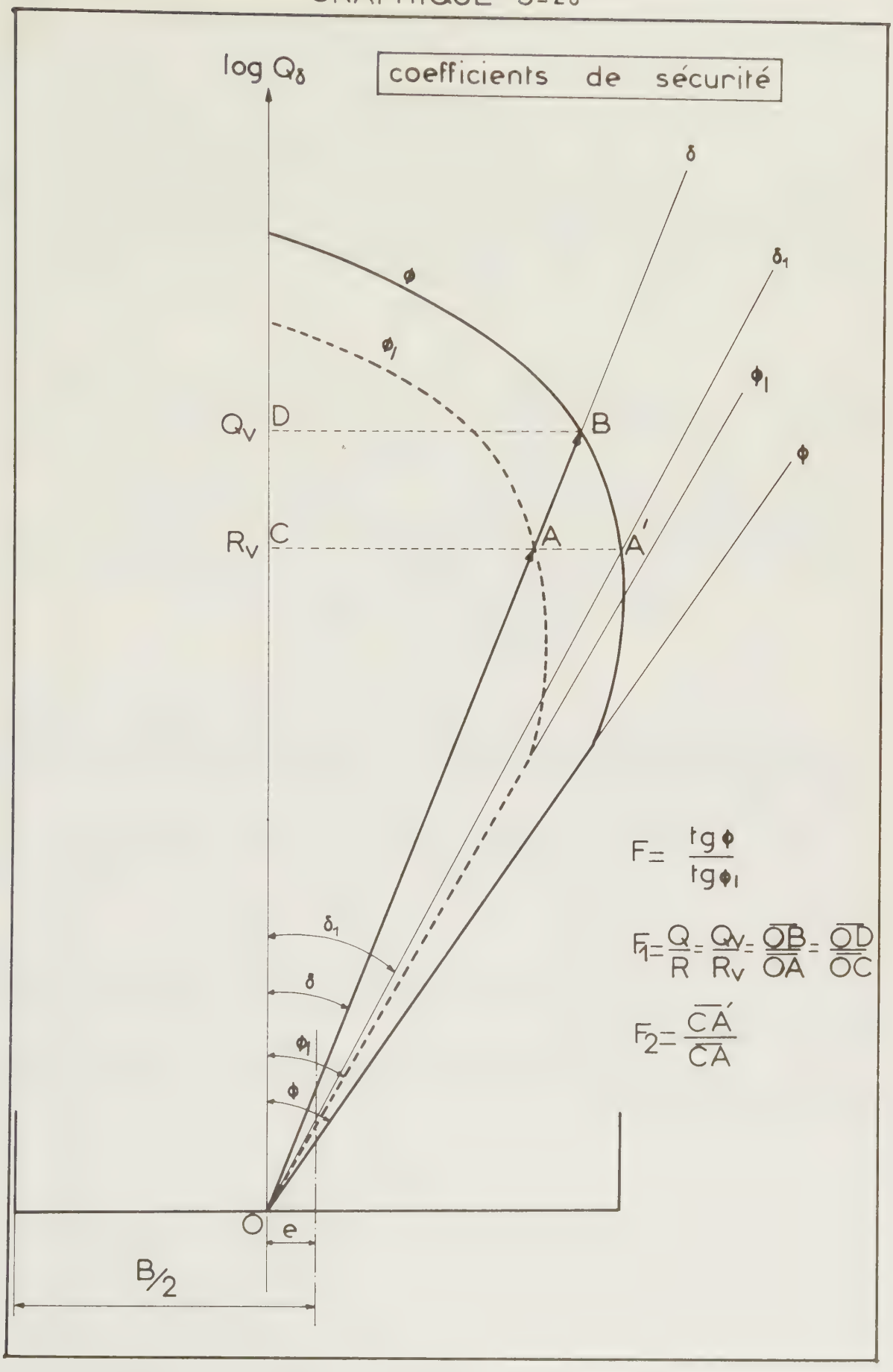
3.2. Coefficients de sécurité proposés

3.2.1. Définitions

Normalement, le mur prévu est stable. Les coefficients de sécurité vis-à-vis de l'équilibre limite représentent les modifications des données mécaniques qui provoqueraient de grandes déformations. Ces données mécaniques peuvent être les conditions aux limites géométriques comme la pente du sol, les conditions aux limites en contraintes comme la surcharge sur le sol, les forces de volume (poids volumique du sol ou du mur), les caractéristiques mécaniques (c, ϕ).

Le coefficient de sécurité peut être aussi pris sur des solutions et non des données, comme, par exemple, le rapport entre une force limite sur la base et la force réelle. Pour un même mur, ces coefficients de sécurité sont représentés par des nombres différents ; il serait souhaitable de chercher la modification qui a même probabilité pour chaque donnée mécanique. La connaissance des données étant trop sommaire, on se limitera à des coefficients choisis arbitrairement. Ceux-ci dépendront ensuite de la méthode de calcul choisie.

GRAPHIQUE 3-20



On peut alors choisir comme coefficients de sécurité :

- Coefficient sur les caractéristiques mécaniques du sol de fondation (c, ϕ) :

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi_1} = \frac{C}{C_1}$$

C_1 et ϕ_1 étant les valeurs données par le calcul précédent pour que R, résultante sur la base du mur, soit la force limite admissible sur le sol de fondation. On se reportera au graphique 3.20, sur lequel on a tracé la valeur de la force portante limite Q_δ en fonction de l'inclinaison δ de la résultante sur la base du mur, pour une excentricité e donnée.

- Coefficient de sécurité sur la force portante :

$$F_1 = \frac{Q}{R} = \frac{R_v}{R_v}$$

Q étant la force limite donnée par le calcul précédent pour le sol réel (c, ϕ) pour une force ayant même inclinaison et même point d'application que R (graphique 3.20).

Les projections de R et Q sur la verticale sont R_v et Q_v.

$$F_1 = \frac{Q_v}{R_v} = \frac{\overline{DB}}{\overline{CA}}$$

- Coefficient de sécurité au glissement $F_2 = \frac{\overline{CA}'}{\overline{CA}}$ (graphique 3.20), qui est le rapport entre la composante tangentielle de R et la composante tangentielle maximale pour un même R_v.

Ayant défini ces divers coefficients, F_1, F_2, F, nous allons étudier leurs variations relatives.

3.2.2. Expression approchée de F en fonction de F_1

Si nous considérons la variation du coefficient de force portante N_γ en fonction de l'angle de frottement ϕ, d'après le schéma du coin triangulaire avec l'hypothèse de TERZAGHI $\beta_1 = \phi$, nous remarquons, en coordonnées semi-logarithmiques, que log N_γ (ϕ) est représenté par une droite dont l'équation peut se mettre sous la forme :

$$\log N_\gamma = \frac{\phi}{13} - 1$$

Soit :

$$N_\gamma = 10^{\frac{\phi}{13} - 1}$$

En considérant un sol pulvérulent (c = 0) et sans surcharge, de force portante $Q_{v\delta}$, supportant un massif dont la réaction verticale sur la base est $R_{v\delta}$, nous pouvons écrire, en nous référant à une définition donnée plus haut :

$$F_1 = \frac{Q_{v\delta}}{R_{v\delta}}$$

avec : $Q_{v\delta} = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_{\gamma\delta} r_{\gamma e}$

R ayant même inclinaison et même point d'application que Q.

On peut calculer $R_{v\delta}$ comme étant la projection verticale de la force portante limite correspondant à l'angle ϕ_1, pour l'inclinaison δ et l'excentricité e.

$$R_{v\delta} = \frac{1}{2} \gamma B^2 N'_{\gamma\delta} r_{\gamma e} \qquad (N'_{\gamma\delta} \text{ correspond à } \phi_1)$$

Donc, $F_1 = \frac{N_{\gamma\delta}}{N'_{\gamma\delta}}$

or, $N_{\gamma\delta} = i_{\gamma\delta} N_\gamma$

et $N'_{\gamma\delta} = i'_{\gamma\delta} N'_\gamma$

$i_{\gamma\delta}$ et $i'_{\gamma\delta}$ étant les coefficients de réduction du terme de surface correspondant respectivement aux angles ϕ et ϕ_1 pour l'inclinaison δ .

Nous faisons ici une hypothèse restrictive : si le coefficient de sécurité F_1 conserve une valeur proche de 1 (comprise entre 0,5 et 2), les angles ϕ et ϕ_1 diffèrent peu et, de ce fait, on ne commet pas une grosse erreur en supposant que $i_{\gamma\delta} = i'_{\gamma\delta}$.

Dans ces conditions :

$$F_1 = \frac{N_\gamma}{N'_\gamma} = 10^{\frac{\phi - \phi_1}{13}}$$

D'où la relation entre ϕ et ϕ_1 :

$$\phi = \phi_1 + 13 \log F_1$$

en passant aux tangentes :

$$\operatorname{tg} \phi_1 = \frac{\operatorname{tg} \phi - \operatorname{tg} (13 \log F_1)}{1 + \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} (13 \log F_1)}$$

Or, nous raisonnons sur des valeurs de F_1 proches de 1, donc 13 log F_1 est faible. On peut dès lors assimiler l'angle à la tangente :

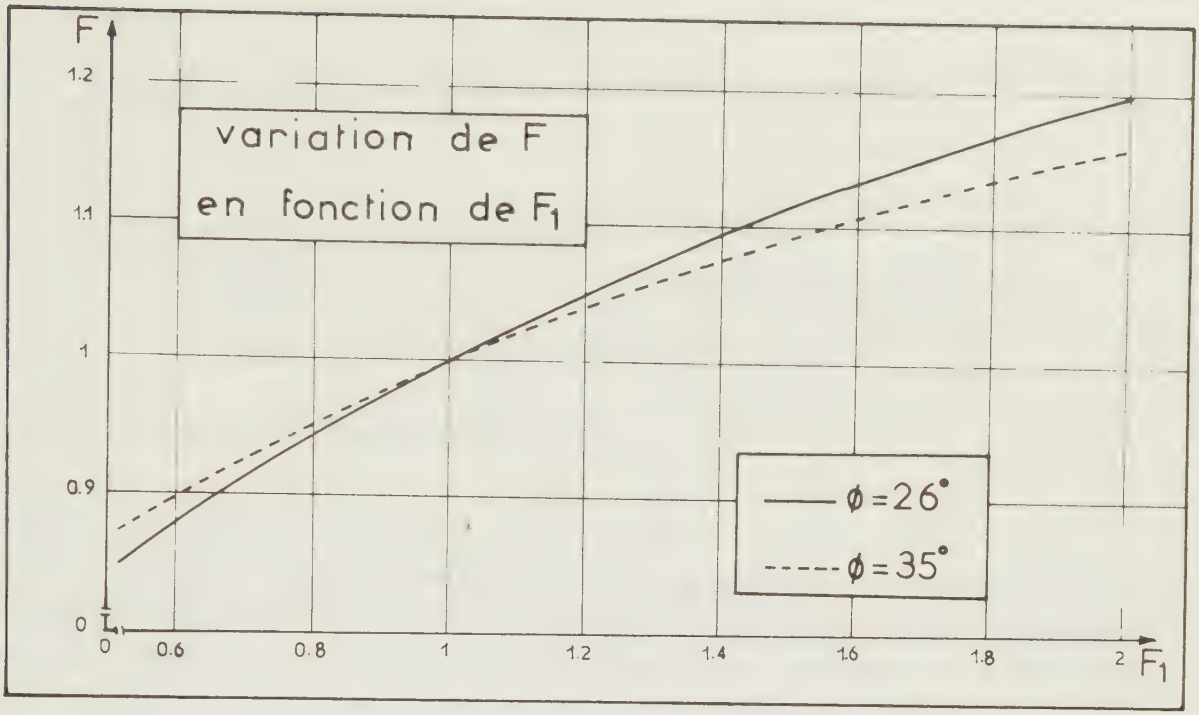
$$\operatorname{tg} \phi_1 = \frac{\operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{180} 13 \log F_1}{1 + \operatorname{tg} \phi \frac{13 \pi}{180} \log F_1}$$

la valeur approchée de F en fonction de F_1, compte tenu des hypothèses envisagées, est donc :

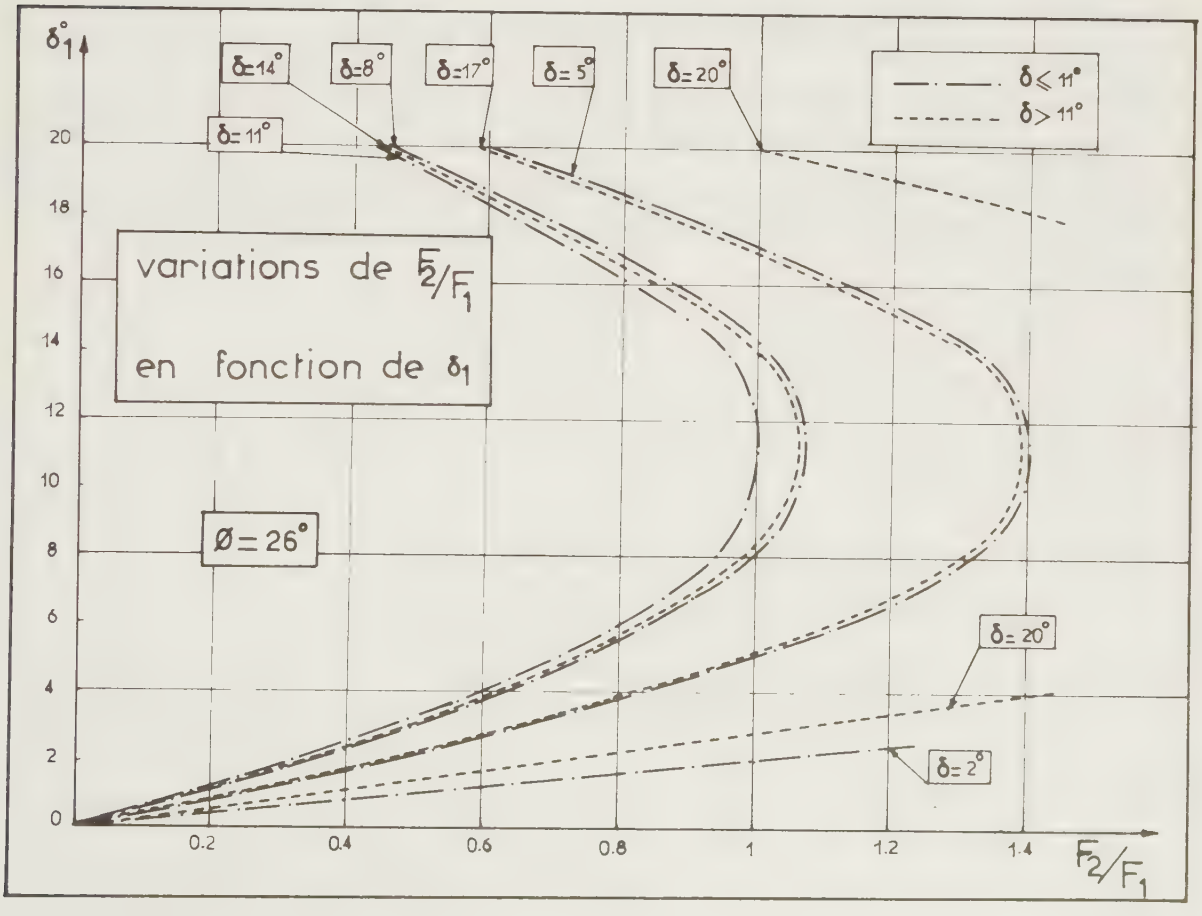
$$F = \frac{1 + 0{,}227 \operatorname{tg} \phi \log F_1}{1 - \frac{0{,}227 \log F_1}{\operatorname{tg} \phi}}$$

On a reporté sur le graphique 3.21 les variations de F pour deux angles de frottement : $\phi = 26°$ correspondant à l'angle de frottement des rouleaux en duralumin sur lesquels nous avons fait nos expériences et $\phi = 35°$. Ce graphique nous montre que F varie très peu en fonction de F_1 et que, d'autre part, cette

GRAPHIQUE 3-21



GRAPHIQUE 3-22



variation est de plus en plus faible lorsque l'angle de frottement augmente.

3.2.3. Expression approchée de $\frac{F_2}{F_1}$ en fonction de δ et δ_1

L'étude faite ici se rapporte au milieu bidimensionnel constitué par les rouleaux en duralumin d'angle de frottement $\phi = 26°$.

En nous reportant au graphique 3.20, nous pouvons écrire :

$$F_2 = \frac{CA'}{CA} = \frac{CA'}{CB}\ \frac{CB}{CA} = F_1\ \frac{CA'}{CB}$$

CB : composante horizontale de la force portante correspondant à l'inclinaison δ et à l'angle de frottement ϕ.

CA' : composante horizontale de la force portante correspondant à l'inclinaison δ_1 et à l'angle de frottement ϕ.

Si on considère la variation de la composante horizontale de la force portante $\frac{Q_{h\delta}}{\gamma B^2 L}$ opt (thèse TRAN-VO-NHIEM) en fonction de l'inclinaison δ, on voit que l'allure de cette courbe est approximativement une parabole, dans le domaine $0° < \delta < 20°$ (ce qui est le cas le plus fréquent). Cette parabole a pour équation :

$$\frac{Q_{h\,\delta}}{\gamma\, B^2\, L} = -12{,}7\ \ \delta^{\,2} + 4{,}9\ \delta$$

Donc :

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{-12{,}7\ \ \delta_1{}^2 + 4{,}9\,\delta_1}{-12{,}7\ \ \delta^{\,2} + 4{,}9\ \delta}$$

Nous avons reporté sur le graphique 3.22 les variations de $\frac{F_2}{F_1}$ en fonction de δ et δ_1.

3.3. Comparaison des coefficients de sécurité

Quel que soit δ le maximum de $\frac{F_2}{F_1}$ est toujours obtenu pour $\delta_1 = 11°$, abscisse du maximum de la fonction $\frac{Q_h \delta}{\gamma B^2 L}$. Pour $\delta_1 = c^{te}$, ce rapport diminue avec δ de 0° à 11°, puis augmente au-delà de 11°.

Sur le graphique 3.21, nous pouvons remarquer la plus grande sensibilité de F_1 à des variations de force extérieure, ce qui représente une meilleure conscience de la sécurité. Toutefois, pour un sol de caractéristiques mécaniques c et ϕ données, on peut toujours connaître le cas de charge le plus défavorable, puisqu'on sait théoriquement calculer les forces extérieures (poussée et butée) alors que, pour un cas de charge donné, il est plus difficile de connaître la variation de la stabilité en fonction de c et ϕ. Il est, dans ces conditions, plus logique de parler de sécurité par rapport aux caractéristiques mécaniques, donc d'utiliser F.

Si les coefficients de sécurité sont égaux à l'unité, le mur est théoriquement instable ; or, dans le calcul de la poussée sur le mur, il subsiste toujours des incertitudes, comme nous l'avons souligné plus haut, sur l'orientation et l'inclinaison des contraintes, ainsi que sur la valeur de ces contraintes. Dès lors, pour les expériences à la rupture réalisées sur les rouleaux en duralumin, il ne faudra pas s'étonner, comme nous allons le voir par la suite, si les valeurs des coefficients de sécurité s'écartent de l'unité.

B. SYNTHESE DES EXPERIENCES A LA RUPTURE DEJA REALISEES

KRZYZANOWSKI et MAURICE ont réalisé au Laboratoire des essais de stabilité de modèles de murs de soutènements, sur le milieu analogique bidimensionnel constitué de petits rouleaux en duralumin d'angle de frottement $\phi = 26°$ et de masse volumique $\gamma_s = 2{,}25$ g/cm3.

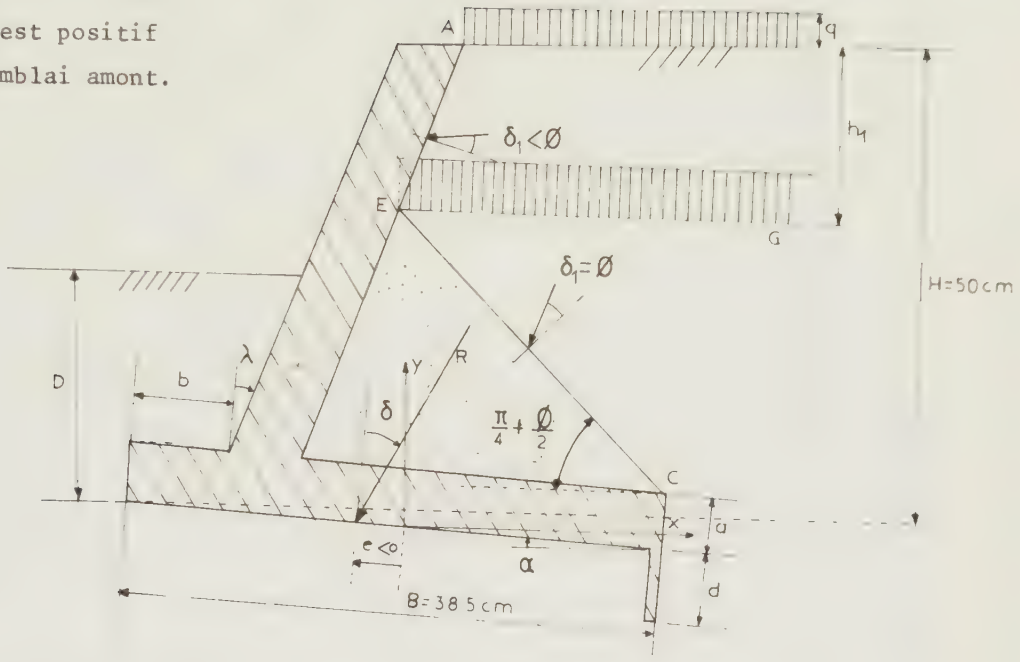
En remblayant l'arrière du mur par couches successives de rouleaux de faible épaisseur, on peut déterminer facilement la hauteur h_r du remblai qui provoque la rupture du mur. Ayant cette hauteur, on peut calculer la poussée exercée par le remblai et donc la résultante R_δ des forces sur la base, avec l'inclinaison δ et l'excentricité e, lors de la rupture. Il est donc possible de calculer tous les coefficients de sécurité précédemment définis.

KRZYZANOWSKI a étudié les murs cantilevers et MAURICE les murs poids à section triangulaire ainsi que les murs à stabilisateur arrière. Nous présentons aussi les résultats d'une étude effectuée par VELOT sur des murs poids réels.

1. Murs cantilevers

KRZYZANOWSKI a constaté, lors de la rupture, l'existence d'un coin de sol solidaire du mur et incliné de $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ sur l'horizontale, quelle que soit l'inclinaison de la base. Il a fait varier l'inclinaison α de la base sur l'horizontale, l'inclinaison λ de la paroi sur la base, la position de la paroi sur la base, b, la hauteur d du talon et la hauteur D du remblai aval.

Sur la figure ci-contre, les angles α et λ sont positifs ; e est positif du côté du remblai amont.



La poussée est calculée sur le profil AEC en superposant la poussée due au massif pesant et la poussée due à la surcharge seule. Sur AE, on calcule la poussée à partir des coefficients de CAQUOT ; sur EC, le long duquel $\delta_{\Gamma} = \emptyset$, le calcul est simple comme nous l'avons signalé en A.2.1., car le dièdre E G C est en plasticité parfaite et nous avons seulement une zone de RANKINE.

La force portante est calculée par la méthode du coin triangulaire minimal, dont nous avons exposé le principe.

Nous avons regroupé les résultats dans les tableaux 1 et 2 dans lesquels nous donnons :

- les caractéristiques du mur,
- la cinématique lors de la rupture, avec $X = \frac{x}{B}$, $Y = \frac{y}{B}$ où x et y représentent l'abscisse et l'ordonnée du centre de rotation, ω étant la valeur de la rotation ($\omega > 0$ dans le sens trigonométrique),
- la résultante sur la base en grandeur et direction,
- les coefficients de sécurité.

TABLEAU 1

exp. n°	caractéristiques								cinématique			résultante			coefficients de sécurité				
	e_M/B	h_r/B	b/B	$\lambda°$	$\alpha°$	d/B	D/B	q_r/B	X	Y	$\omega°$	$\delta°$	e/B	R_V grcm	F_g	F_r	F_1	F_2	F
1	0,006	1,09	0	0	0	0	0	0	0,37	-1,45	8	11,5	-0,097	3916	2,40	6,50	1,22	1,21	1,065
2	0,012	1,32	0,2	0	0	0	0	0	0,38	-2,07	4,6	15,5	-0,04	3566	1,75	5,00	1,04	1,03	1,022
3	0,013	1,06	0,4	0	0	0	0	0	-∞	∞	0	16,5	0,053	2566	1,67	7,00	1,32	1,14	1,06
4	0,02	0,91	0,8	0	0	0	0	0	0,048	2,5	-7,3	18	0,174	1447	1,50	6,70	1,09	1,043	1,018
5	0,012	1,14	0,2	10	0	0	0	0	0,51	-4,6	2	16	0,065	3076	1,73	5,00	1,015	1,01	1,004
6	0,013	1,12	0,2	15	0	0	0	0	-∞	∞	0	16	0,001	2876	1,70	5,30	1,43	1,18	1,08
7	0,013	1,09	0,2	20	0	0	0	0	∞	-∞	0	16,5	0,028	2690	1,66	6,00	1,44	1,16	1,05
8	0,005	1,30	0,2	-10	10	0	0	0	0,167	-1,5	8,4	10,5	-0,029	4170	2,6	6,5	1,72	1,55	1,16
9	0,002	1,43	0,2	-20	20	0	0	0,13	0082	-0,89	6	5	-0,06	4937	5,8	4,5	1,8	2,4	1,2
10	0,005	1,3	0,2	0	0	0,18	0	0	0	-1,05	10,6	10	-0,127	4100	2,80	5,10	1,16	1,17	1,04

d'après les essais de Krzyzanowski, 1969.

TABLEAU 2

exp n°			caractéristiques						cinématique			résultante			coefficients de sécurité				
	e_M/B	h_r/B	b/B	$\lambda°$	$\alpha°$	d/B	D/B	$q/\gamma B$	X	Y	$\omega°$	$\delta°$	e/B	R_V g/cm	F_g	F_r	F_1	F_2	F
11	0,002	1,48	0,2	0	0	0,36	0	0,18	-0,095	-0,74	15	5	-0,08	4540	2,8	5,1	1,75	2,38	1,18
12	0,046	1,19	0,9	0	0	0,18	0	0	∞	∞	0	22	0,043	1640	1,21	4,30	1,01	1,00	1,00
13	0,046	1,25	0,2	0	0	0,18	0	0	0,5	-3	5,4	22	-0,03	3630	1,20	5,05	0,34	0,66	0,77
14	0,011	1,38	0,2	0	10	0	0	0,078	0	-2,5	6	14	-0,028	4140	2,00	4,30	1,19	1,10	1,015
15	0,006	1,40	0,2	0	20	0	0	0,104	0	-1,8	4,6	12	-0,003	3647	2,20	3,90	1,90	1,50	1,19
16	0,10	1,06	0,8	0	10	0	0	0	0,38	24	-3,8	24,5	0,12	1250	1,07	3,60	0,83	0,93	0,93
17	0,012	1,45	0	0	0	0	0,21	0,16	0,135	-1,42	8,1	16	-0,135	4995	1,74	3,80	1,11	1,075	1,025
18	0,018	1,87	0	0	0	0	0,42	0,57	0,175	-1	62	17,5	-0,016	5700	1,55	3,10	1,67	1,25	1,18
19	0,02	1,69	0,2	0	10	0	0,21	0,39	0	-2,8	2,8	18	-0,05	4290	1,50	3,05	1,15	1,07	1,035
20	0,05	1,04	0,8	-20	0	0	0	0				22,5	0,041	1608	1,18	4,36	1,025	1,01	1,00

d'après les essais de Krzyżanowski, 1969.

Les valeurs des coefficients de sécurité classiques au renversement et au glissement n'ont pas beaucoup de signification. Les coefficients de sécurité proposés, bien que pour la plupart différents de 1, s'en approchent dans beaucoup de cas. On peut estimer que les valeurs de F_1, F_2 et F sont satisfaites.

Les flèches qui se trouvent au-dessus des chiffres représentant les numéros des expériences, indiquent le sens de rotation du mur ; c'est ainsi que si $e < e_M$ le mur tourne vers le remblai aval, alors que, dans le cas où $e > e_M$ le mur tourne dans l'autre sens.

Dans le cas d'un rideau vertical, à base horizontale, sans remblai aval, la stabilité est maximale lorsque $\frac{b}{B}$ est proche de 0,2 (graphique 3.23), ce qui est en accord avec la théorie qui nous fournit une valeur $\frac{b}{B} = 0,25$.

Pour un rideau en surplomb, à base horizontale, sans remblai aval, avec $\frac{b}{B} = 0,2$, la stabilité maximale est obtenue pour $\lambda = -5°$, résultat qui nous est fourni par la théorie (graphique 3.24).

La stabilité augmente aussi avec α (graphique 3.25, avec $\frac{b}{B} = 0,5$) surtout lorsque α passe de 0 à 10°, elle augmente très fortement avec d, pour $\frac{b}{B} = 0,2$ (graphique 3.26) et avec D, ce qui est logique (graphique 3.27).

De tous ces résultats, nous pouvons conclure :

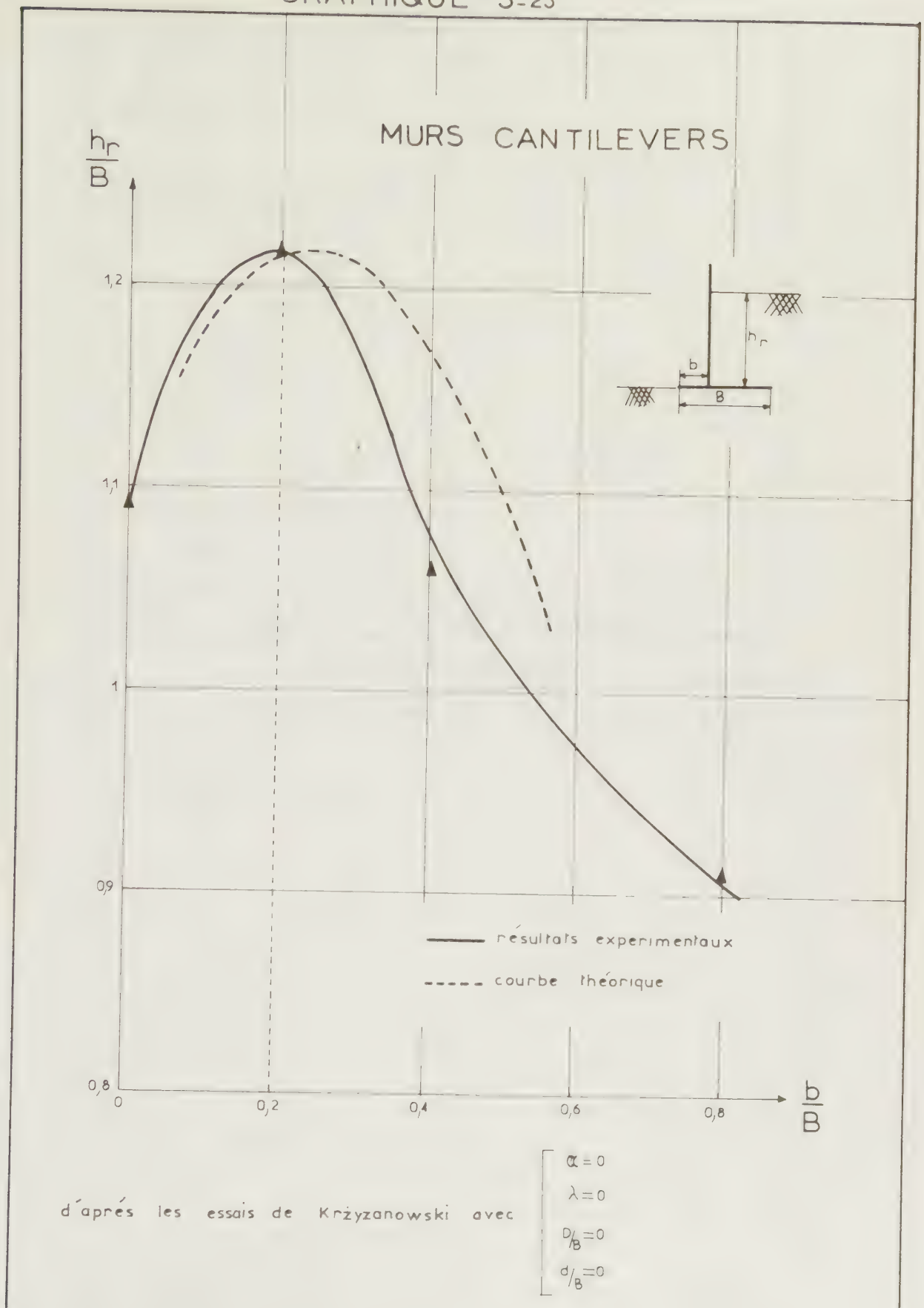
⟶ Il faut rendre l'excentricité de la résultante sur la base, légèrement positive, ce qui la rapproche de l'excentricité optimum. Le centre de rotation du mur s'éloigne et le mouvement du mur devient une translation.

⟶ On améliore la stabilité d'un mur en inclinant sa base de manière à réduire l'inclinaison de la résultante sur la normale à la base.

⟶ Si le rideau est vertical, on doit choisir une valeur de $\frac{b}{B}$ proche de 0,2.

⟶ Si la base du mur est horizontale, on doit choisir un rideau très faiblement en surplomb vers l'aval.

GRAPHIQUE 3-23



d'après les essais de Krżyzanowski avec

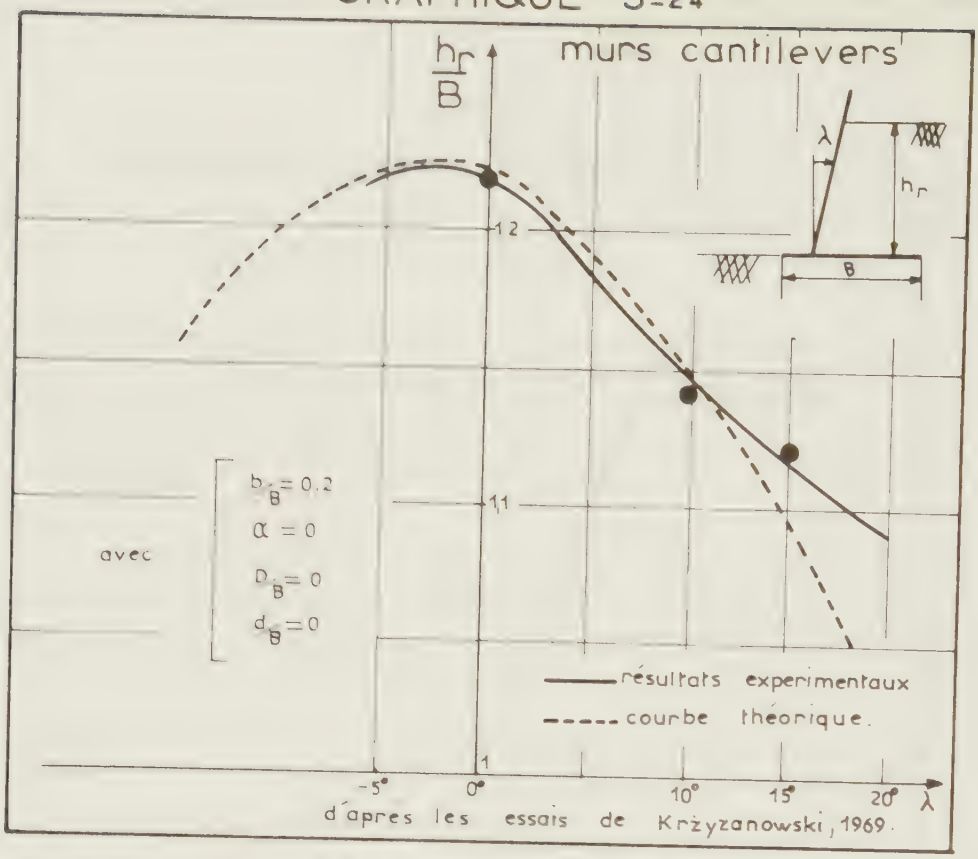
$\alpha = 0$

$\lambda = 0$

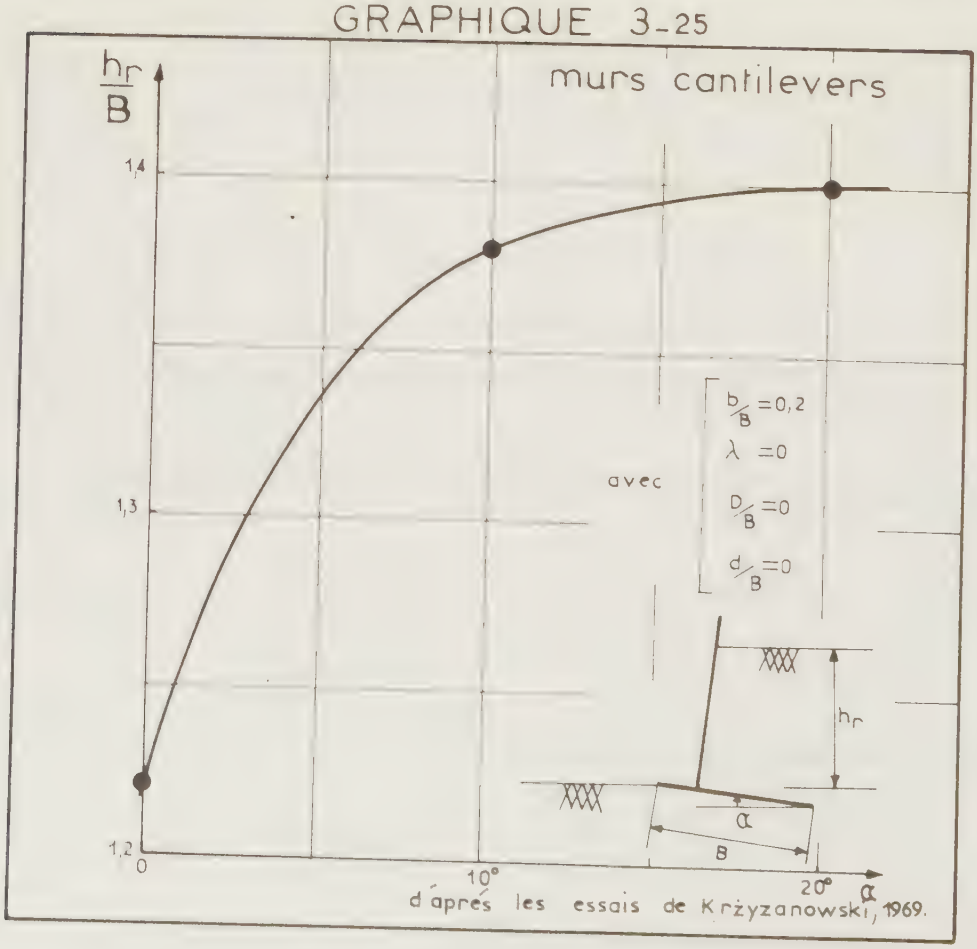
$D/B = 0$

$d/B = 0$

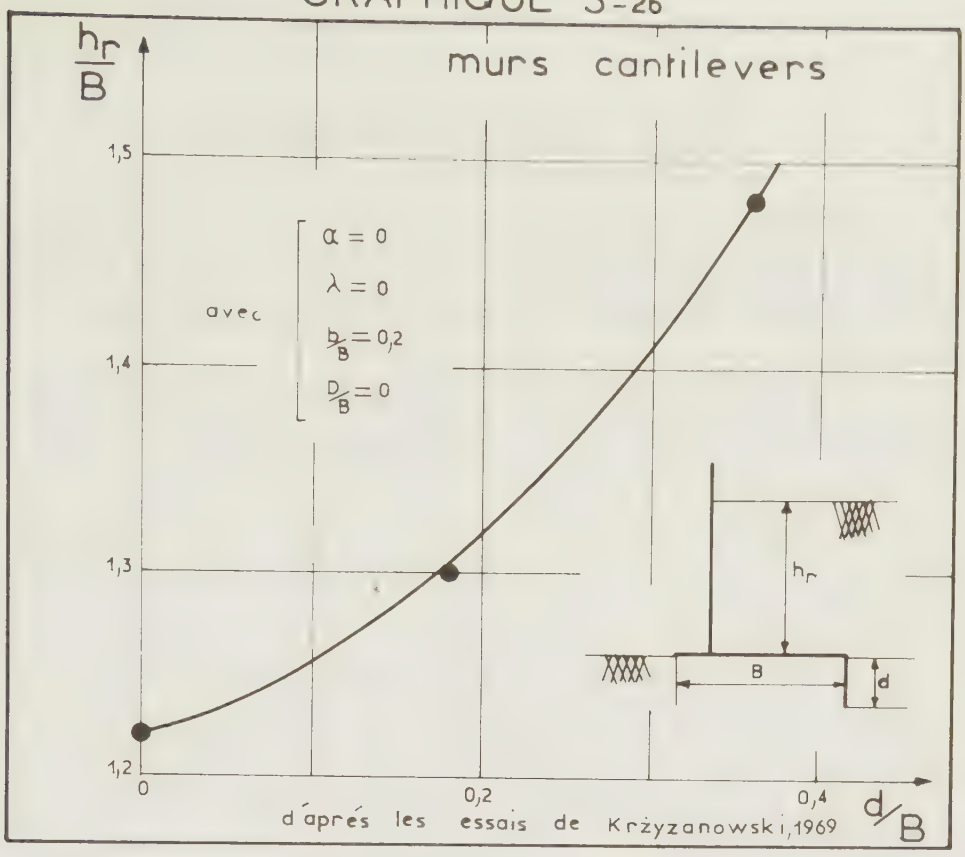
GRAPHIQUE 3-24



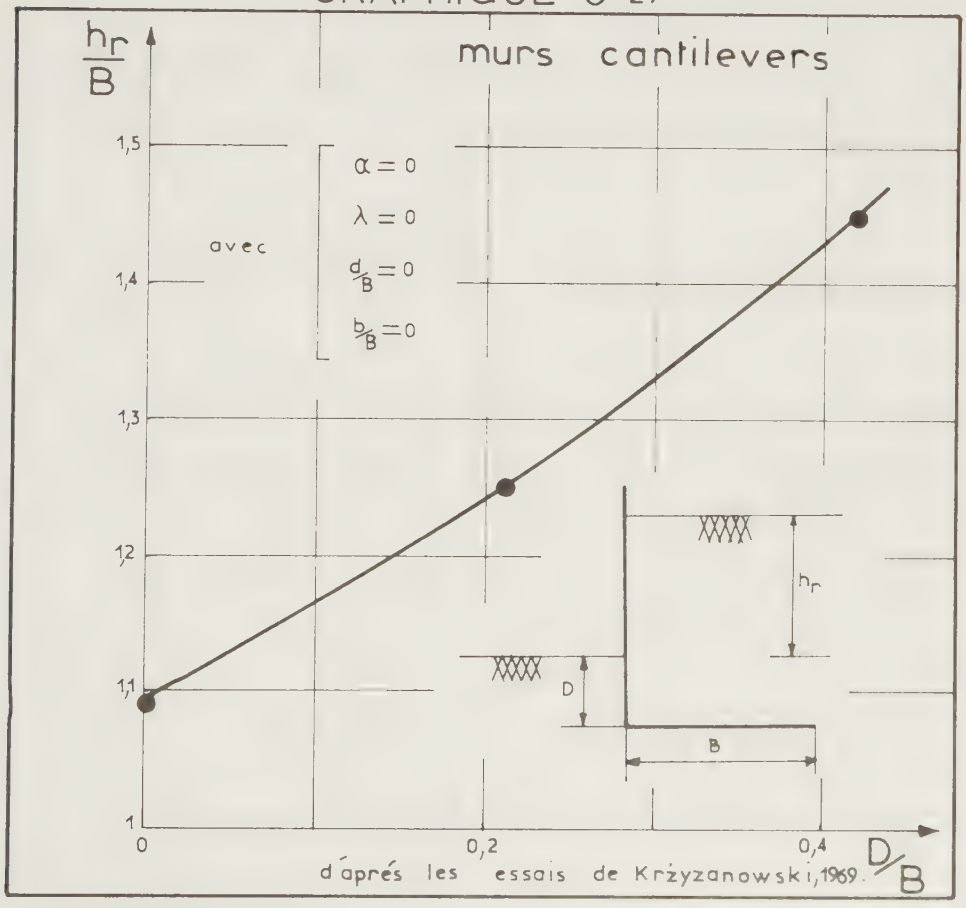
GRAPHIQUE 3-25



GRAPHIQUE 3-26



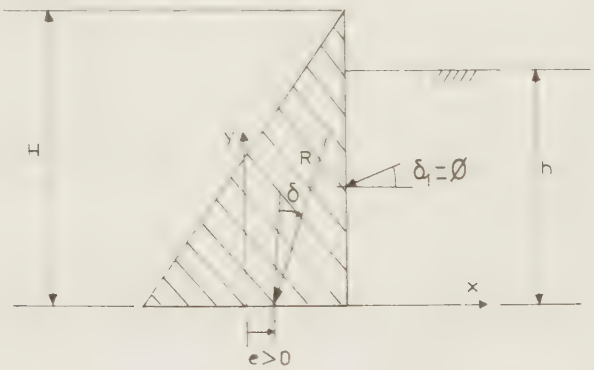
GRAPHIQUE 3-27



2. Murs poids de section triangulaire

MAURICE a effectué des expériences analogues aux précédentes sur des murs poids de section triangulaire. Il a étudié la stabilité de ces murs en fonction de leur masse volumique γ_b et de la largeur de leur base.

Le calcul de la poussée est effectuée en supposant le massif en plasticité parfaite et en utilisant les coefficients de CAQUOT pour $\delta_1 = \phi$.



Le tableau 3 regroupe tous les résultats relatifs à ces expériences: caractéristiques du mur, cinématique, résultante sur la base, coefficients de sécurité. Le coefficient F'_1 correspond à la même définition que F_1, en tenant compte de la surcharge unilatérale exercée par le remblai (voir thèse TRAN-VO-NHIEM).

Les remarques faites au paragraphe précédent au sujet des coefficients de sécurité sont valables dans ce cas.

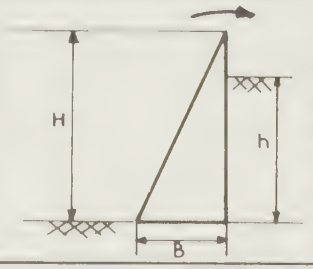
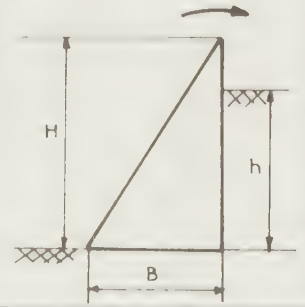
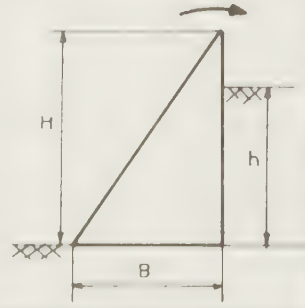
Les résultats sont regroupés sur le graphique 3.28 : la stabilité augmente avec la largeur B de la base et, d'autre part, pour une largeur donnée, la stabilité est maximum pour une valeur de γ_b qui ne correspond pas toujours au maximum de γ_b ; c'est ainsi que pour

$$\frac{B}{H} = 0{,}52, \quad \left(\frac{\gamma_b}{\gamma_s}\right)_{max} = 1{,}25$$

et pour

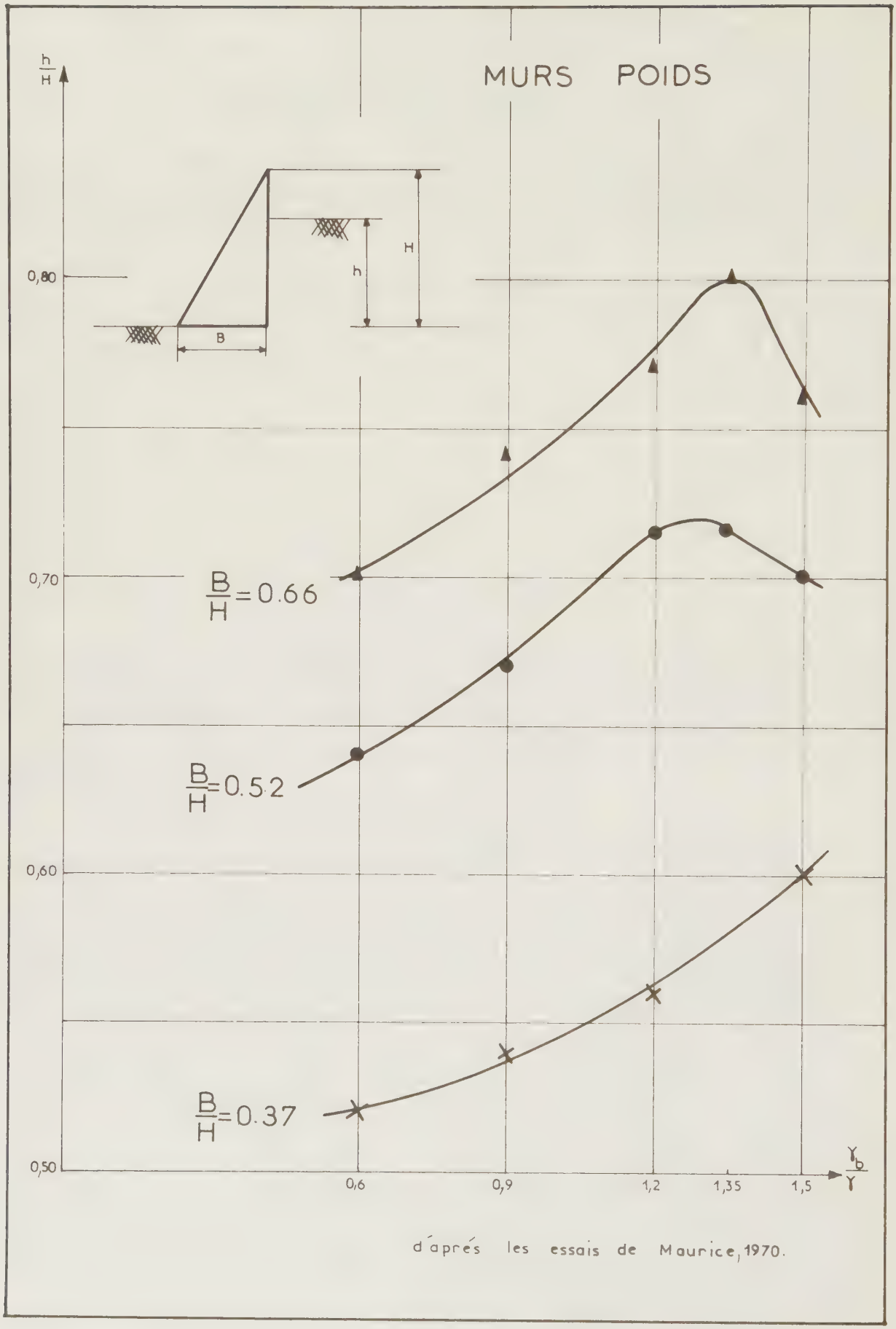
$$\frac{B}{H} = 0{,}66, \quad \left(\frac{\gamma_b}{\gamma_s}\right)_{max} = 1{,}35$$

TABLEAU 3

schémas	caractéristiques			cinématique			résultante			coefficients de sécurité					
	H/B	γ_b/γ	h/B	X	Y	$\omega°$	$R_{V\,gr/cm}$	$\delta°$	e/B	F_g	F_r	F_1	F_1'	F_2	F
	2,70	0,60	1,40	-∞	∞	0	750	18,14	0,064	1,49	4,7	0,81	0,98	0,87	0,95
	2,70	0,90	1,46				1080	13,38	0,085	1,98	5,9	1,02	1,16	1,01	1,01
	2,70	1,20	1,51	-0,48	2,54	-8,7	1400	11,54	0,095	2,3	6,8	0,79	1,13	0,76	0,91
	2,70	1,50	1,62	-0,53	1,29	-15	1740	10,65	0,093	2,59	6,8	0,70	1,00	0,57	0,90
	1,92	0,60	1,23	-0,51	2,05	-42	1120	18,47	0,082	1,46	5,2	1,00	1,19	1,00	1,00
	1,92	0,90	1,29				1560	15,63	0,086	1,74	7,8	1,01	1,25	1,00	1,00
	1,92	1,20	1,37				1800	16,11	0,101	2,18	7,0	0,67	1,37	0,77	0,92
	1,92	1,35	1,37				2250	11,60	0,105	2,36	7,4	0,92	1,35	0,95	0,98
	1,92	1,50	1,35				2450	10,40	0,102	2,65	8,4	0,94	1,37	0,92	0,985
	1,51	0,60	1,06				1350	18,30	0,103	1,47	6,2	1,19	1,53	1,11	1,05
	1,51	0,90	1,12				1950	14,38	0,112	1,90	7,4	1,54	1,77	1,31	1,18
	1,51	1,20	1,17				2550	12,38	0,117	2,30	8,6	1,10	1,69	1,10	1,03
	1,51	1,35	1,21				2850	11,63	0,116	2,36	8,4	1,05	1,67	1,04	1,01
	1,51	1,50	1,15				3100	9,66	0,128	2,86	10,6	1,11	1,76	1,13	1,04

d'après les essais de Maurice, 1970

GRAPHIQUE 3-28

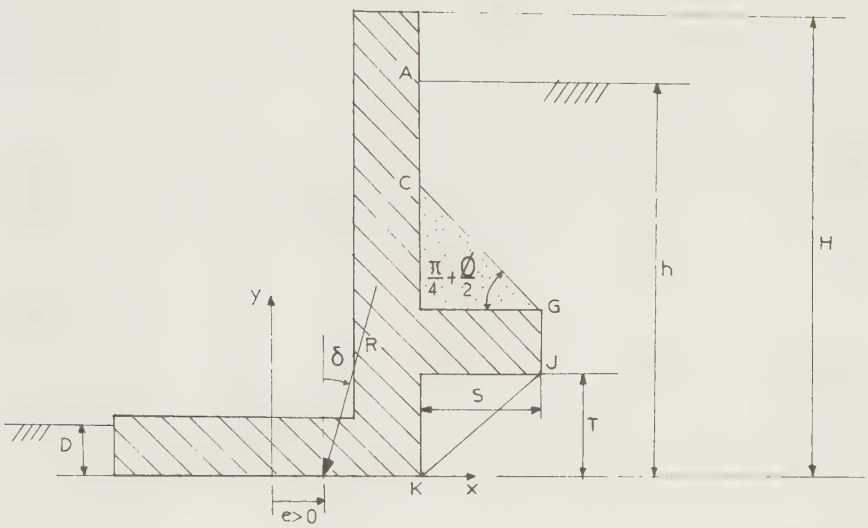


d'aprés les essais de Maurice, 1970.

Lors de la rupture, la rotation des murs s'effectue toujours dans le même sens, comme l'indiquent les flèches du tableau 3. Ceci est en accord avec la remarque faite au paragraphe précédent car e > e_M dans tous les cas envisagés.

3. Murs à rideaux et stabilisateurs arrière

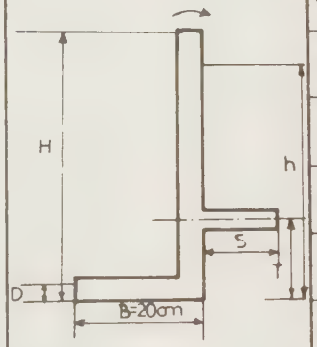
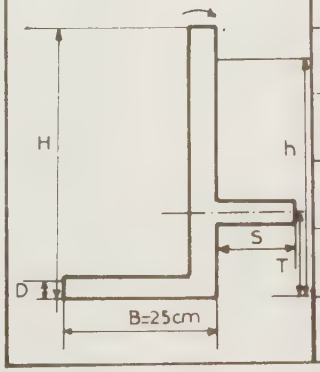
MAURICE a réalisé des essais sur de tels murs en faisant varier la base B, la hauteur D du remblai aval et la largeur S du stabilisateur.



La poussée est calculée sur le profil ACGJK du schéma ci-dessus. Sur AC et GJ, le calcul s'effectue comme sur les murs triangulaires en supposant le massif en plasticité parfaite. Sur CG, le calcul est simple, car nous n'avons qu'une zone de RANKINE. Sur JK, nous avons la même méthode de calcul que sur CA ; seule diffère la zone de raccordement en aval de la zone de RANKINE. Le calcul se fait par superposition des poussées dues au massif pesant et à la surcharge seule. Les résultats sont donnés pour $\delta_1 = \emptyset$ tout au long du profil ACGJK.

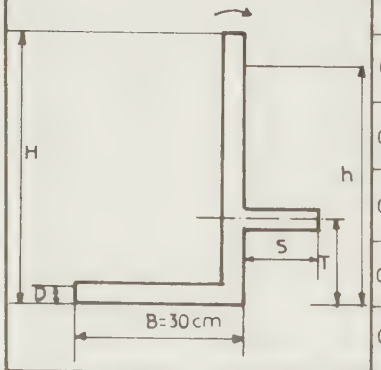
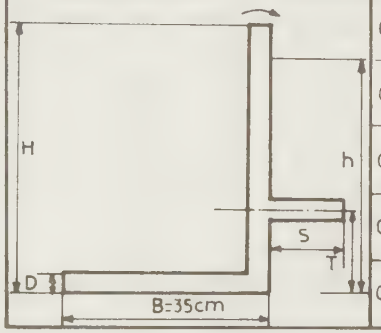
Les résultats sont regroupés sur les tableaux 4 et 5. Les coefficients de sécurité ont des valeurs très inférieures à l'unité ; dans le cas où il existe un remblai à l'aval, nous n'avons pas tenu compte de l'effort exercé par ce remblai sur le mur, mais seulement de l'effet de surcharge sur la force

TABLEAU 4

schémas	caractéristiques					cinématique			résultante			coefficients de sécurité					
	T/H	H/B	D/B	S/B	h/B	X	Y	ω°	R_V gr/cm	δ°	e/B	F_g	F_r	F_1	F_1'	F_2	F
	0,2	2,5	0	0	1,27	-0,19	1,73	-7,3	1090	12,2	0,247	2,26	8,70	0,43	0,85	0,10	0,845
	0,2	2,5	0	0,25	1,70	-0,4	1,90	-6,7	1400	14,7	0,192	1,87	5,00	0,41	0,61	0,21	0,77
	0,2	2,5	0	0,50	1,35				1540	10,5	0,355	2,58	10,00	0,12	0,45	0	0,60
	0,2	2,5	0,25	0	1,76				1210	20,4	0,305	1,31	3,70	0,27	0,27	0,32	0,74
	0,2	2,5	0,25	0,25	2,05				1170	27	0,110	0,96	2,00	0	0	0	0
	0,2	2,5	0,25	0,50	1,80	-0,55	1,95	-3,8	1740	16	0,280	1,66	5,10	0,53	0,34	0,26	0,78
	0,2	2	0	0	1,20				1240	15,1	0,288	1,81	7,8	0,30	0,71	0	0,76
	0,2	2	0	0,20	1,16				1400	10,5	0,253	2,68	10,00	0,57	1,27	0,28	0,88
	0,2	2	0	0,40	1,28	0,07	1,28	-17,2	1730	13,2	0,319	2,10	8,60	0,20	0,56	0	0,72
	0,2	2	0,20	0	1,64				1370	24,3	0,310	1,08	3,30	0,29	0,23	0	0,71
	0,2	2	0,20	0,20	1,60				1600	18,2	0,169	1,48	4,30	0,71	0,55	0,34	0,33
	0,2	2	0,20	0,40	1,64	-004	2,00	-6,2	1710	18,8	0,258	1,43	4,80	0,62	0,46	0,63	0,87

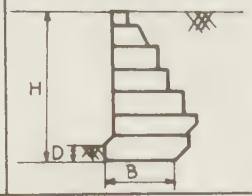
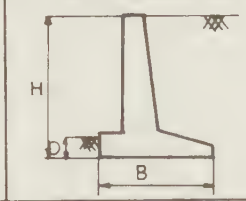
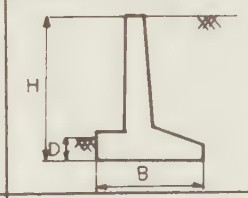
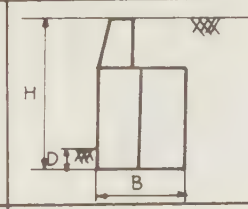
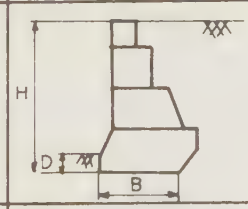
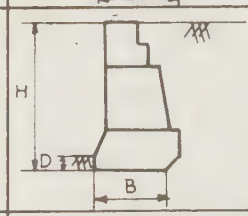
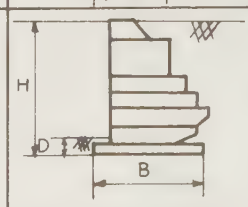
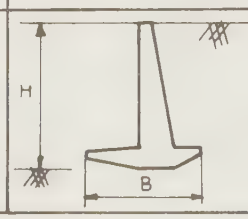
d'aprés les essais de Maurice, 1970.

TABLEAU 5

schémas	caractéristiques					cinématique			résultante			coefficients de sécurité					
	T/H	H/B	D/B	S/B	h/B	X	Y	$\omega°$	R_v gr/cm	$\delta°$	e/B	F_g	F_r	F_1	F_1'	F_2	F
	0,2	1,66	0	0	1,23				1380	19,9	0,296	1,11	5,30	0,20	0,51	0,12	0,75
	0,2	1,66	0	0,17	1,21				1600	15,1	0,219	1,84	6,80	0,41	1,05	0,25	0,78
	0,2	1,66	0	0,33	1,17				1850	14,2	0,307	1,92	8,60	0,30	0,69	0	0,74
	0,2	1,66	0,17	0	1,25				1420	20,3	0,290	1,32	5,20	0,76	0,58	0,82	0,94
	0,2	1,66	0,17	0,17	1,40				1750	19	0,174	1,42	4,80	1,11	0,69	1,12	1,05
	0,2	1,66	0,17	0,33	1,18				1880	14,5	0,304	1,87	8,40	0,77	0,69	0,68	0,95
	0,2	1,43	0	0,14	1,0	-0,05	1,25	-6,9	1650	13,4	0,235	2,05	8,80	0,79	1,61	0,80	0,96
	0,2	1,43	0	0,28	1,22	0,08	1,45	-13,1	2130	18,2	0,271	1,38	6,60	0,27	0,56	0,28	0,81
	0,2	1,43	0	0,43	1,31				2940	14	0,329	1,92	5,80	0,22	0,57	0	0,73
	0,2	1,43	0,14	0,14	1,40				1960	23,6	0,144	1,17	5,0	0,90	0,52	0,94	0,98
	0,2	1,43	0,14	0,28	1,43				2300	22,7	0,240	1,16	4,70	0,51	0,43	0,77	0,84

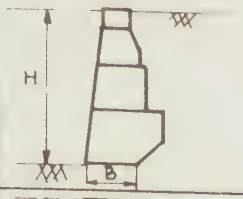
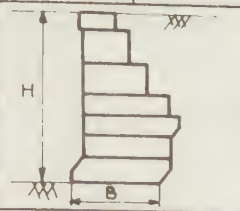
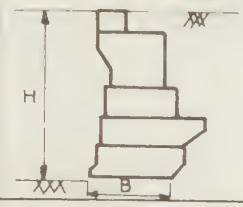
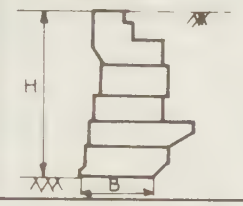
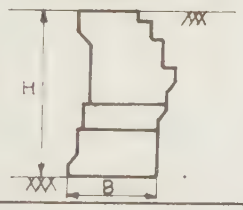
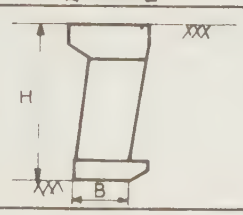
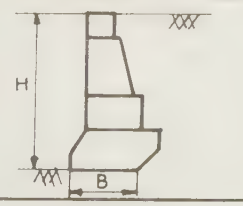
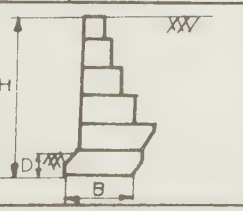
d'après les essais de Maurice, 1970.

TABLEAU . 6

N° mur	schémas simplifiés	caract. du sol			caract. du mur			résultante			coef. de sécurité				
		$\phi°$	C t/m²	γ t/m³	D m	B m	H m	R_V t/m	$\delta°$	e/B	F_g	F_r	F_1	F_2	F
1		30	0	1,80	0,40	7,75	18,20	242,0	11,7	-0,07	2,79	2,81	1,02	1,01	1,01
2		30	0	1,80	4,00	8,00	13,00	166,9	18,5	-0,119	1,73		1,88	1,71	1,24
3		30	0	1,80	4,20	6,70	11,25	119,9	15	-0,097	2,15		3,02	2,46	1,50
4		30	0	1,60	2,00	14,00	23,50	461,7	13,5	-0,016	2,40	4,16	2,07	1,85	1,26
5		35	0	1,80	0,70	4,10	10,60	88 3	13,1	-0,149	3,00	2,30	1,41	1,40	1,10
6		35	0	1,80	0,65	4,10	9,00	81,2	10,8	-0,037	3,66		2,84	2,32	1,33
7		33	0	1,70	1,95	9,26	15,60	249	16,6	-0,098	2,18		2,00	1,42	1,22
8		35	0	1 80	0	17,00	27,00	3886	24,5	-0,104	1,26	1,45	2,45	1,38	1,21

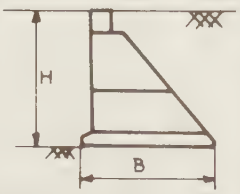
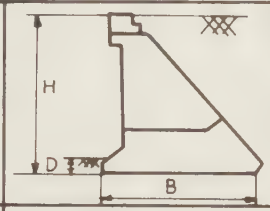
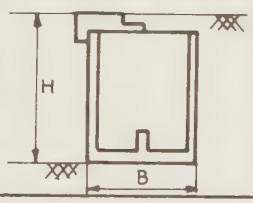
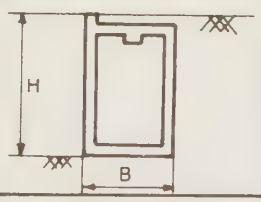
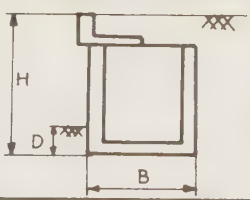
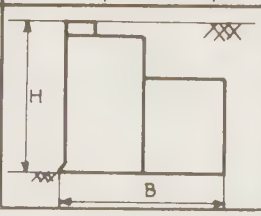
d'après Velot, projet E.C.P. 1968.

TABLEAU 7

N° mur	schémas simplifiés	caract du sol			caract du mur			résultante			coef de sécurité				
		$\Phi°$	C t/m²	γ t/m³	D m	B m	H m	R_v t/m	$\delta°$	e/B	F_g	F_r	F_1	F_2	F
9		40	0	1,60	0	1,75	6,30	25,51	13,8	-0,092	3,43	1,92	1,35	1,18	1,06
10		40	0	180	0	5,40	13,50	121,50	18,2	-0,162	2,55	1,81	1,47	1,19	1,08
11		40	0	1,80	0	5,40	15,80	188,80	14,8	-0,129	3,18	1,95	1,58	1,26	1,10
12		40	0	1,80	0	5,40	15,28	198,90	15	-0,116	3,13	1,98	1,55	1,13	1,10
13		40	0	1,80	0	6,50	14,90	191,10	15,5	-0,051	3,11	2,45	4,71	1,77	1,48
14		40	0	1,70	0	7,53	17,50	145,90	20	-0,141	2,30	1,97	2,23	1,17	1,19
15		30	0	1,75	0	3,55	8,00	48,69	14,7	-0,09	2,19	2,53	0,62	0,65	0,89
16		30	0	1,55	0	5,0	16,0	190,70	12,2	-0,082	2,67		0,74	0,86	0,92

d'après Velot, projet E.C.P. 1968.

TABLEAU 8

N° mur	schémas simplifiés	caract. du sol			caract. du mur			résultante			coef. de sécurite				
		$\phi°$	C_2 t/m²	γ t/m³	D m	B m	H m	R_v t/m	$\delta°$	e/B	F_g	F_r	F_1	F_2	F
17		20	2,0	1,30	0	13,86	15,50	191	15,2	-0,085	1,32		1,85	1,32	1,36
18		0	5,6	1,60	1,0	12,06	13,50	168,9	17,8	-0,09			1,02		1,03
19		37	0	1,90	0	11,95	19,0	3268	18,6	-0,093	2,24	3,05	1,74	1,46	1,10
20		37	0	1,90	0	10,0	23,50	3113	11,9	-0,104	3,59	3,11	1,98	1,81	1,16
21		30	0	1,80	6,50	21,43	26,0	15717	18,5	-0,234	1,72	2,63	1,00	1,00	1,00
22		38	0	1,80	0	22,42	24,50	13150	22,8	-0,109	1,86	1,72	2,56	2,00	1,19

d'après Velot, projet E.C.P. 1968.

portante ; toutefois, étant donné la faible valeur de la hauteur du remblai aval, celui-ci ne peut pas avoir une grande influence sur la valeur des coefficients de sécurité. Ces écarts semblent plutôt provenir du sens de rotation du mur, comme nous le montrerons dans la suite de notre étude. Les coefficients de sécurité au glissement et au renversement atteignent à la rupture des valeurs très élevées, car les murs effectuent une rotation autour d'un point situé au-dessus de leur base en raison d'une trop grande excentricité.

Nous pouvons constater, comme le montrent les résultats regroupés dans les tableaux 4 et 5, que la stabilité n'augmente pas toujours avec la largeur B de la base et la largeur S du stabilisateur ; par contre, elle augmente toujours avec la hauteur du remblai aval.

Tous les essais ont été réalisés par une position invariable du stabilisateur arrière (T/H = 0,2). Nous consacrerons, dans la suite de nos travaux, un paragraphe sur l'étude de la variation de la stabilité avec la position du stabilisateur.

4. Murs réels

VELOT, dans une étude faite à l'école centrale des Arts et Manufactures, a regroupé un certain nombre de murs poids réellement construits. Nous avons appliqué le calcul des coefficients de sécurité à ces murs (voir tableaux 6, 7, 8). Les murs 15 et 16 pour lesquels les coefficients F_1, F_2, F sont inférieurs à l'unité, n'ont pas été construits. Dans tous les autres cas, les coefficients de sécurité trouvés sont supérieurs à l'unité.

-=0=-=0=-
-=0=-

Les coefficients de sécurité, très différents de l'unité lors de la rupture, prouvent que certains calculs ne sont pas toujours corrects. En général, les coefficients de sécurité diffèrent beaucoup de 1 lorsque la résultante agit en un point éloigné du point d'excentricité optimum ; dans ce cas, le mur risque d'avoir un mouvement tel, lors de la rupture, que les hypothèses usuelles sur le calcul de la poussée, l'orientation et l'inclinaison des contraintes, soient fausses. Dans la suite de notre étude, nous allons tenter, entre autres, de résoudre ce problème.

C. MURS TRONQUES

1. Présentation des essais

Dans cette partie, nous présentons les résultats des essais à deux dimensions réalisés sur des modèles réduits de murs. Tous les calculs qui suivront seront effectués pour une longueur de mur égale à 1 cm.

1.1. Caractéristiques du sol

Comme nous l'avons déjà signalé, le sol est représenté par un empilement de rouleaux cylindriques en duralumin, de 6 cm de longueur, constituant un milieu pulvérulent bidimensionnel, obéissant à la loi de Coulomb. Dans les conditions de nos expériences, les caractéristiques de ce sol sont :

$\gamma_s = 2{,}25\ g/cm^3$

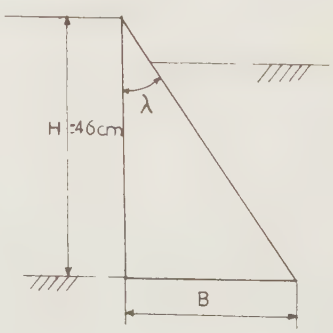
$\phi = 26°$

$c = 0$

1.2. Caractéristiques des murs

Nous avons étudié des murs poids dont les sections transversales initiales sont des triangles rectangles, le remblai étant du côté de l'hypothénuse.

La hauteur H de ces murs est de 46 cm, mais ils diffèrent :



* par leur base B, qui peut être de 21 cm ($\lambda = 25°$) ou 33 cm ($\lambda = 36°$), ceci afin d'avoir une série d'essais telle que $\lambda < \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$ et une autre série avec $\lambda > \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$

✱ par leur masse volumique γ_b, qui diffère selon la matière avec laquelle le mur est constitué :

. murs en plâtre $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 0,76$

. murs en mortier de faible densité $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 0,94$

. murs en mortier de forte densité $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 1,25$

Ce dernier rapport correspond sensiblement au rapport des poids volumiques du béton et des terres ; cette densité est obtenue en prenant un mur en mortier de 8 cm de largeur, alors que, pour avoir $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 0,94$ on a, avec le même mortier, confectionné un mur de largeur égale à la longueur des rouleaux, soit 6 cm.

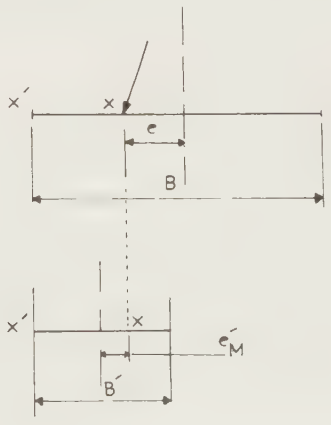
✱ enfin, nous avons modifié la forme de chaque mur par la procédure suivante :

Reprenons l'idée de PICCHIOTINO (réf.22) : lorsqu'une base supporte une réaction inclinée et excentrée, tout se passe comme si une partie de la base seulement est utilisée : soit e_M l'excentricité optimum correspondant à la base B :

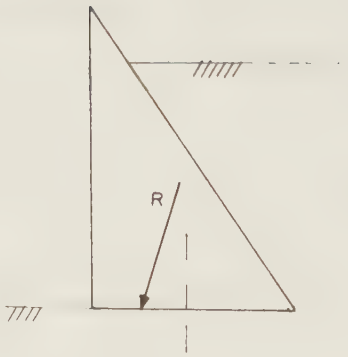
$$\frac{e'_M}{B'} = \frac{e_M}{B}$$

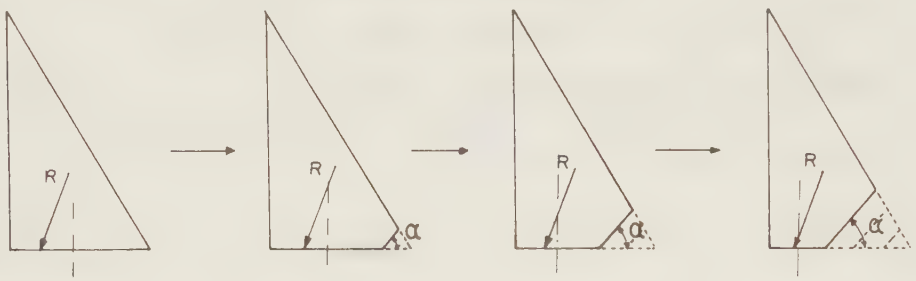
$$xx' = \frac{B}{2} - e = \frac{B'}{2} + e'_M$$

$$\frac{B'}{B} = \frac{\frac{1}{2} - \frac{e}{B}}{\frac{1}{2} + \frac{e_M}{B}}$$

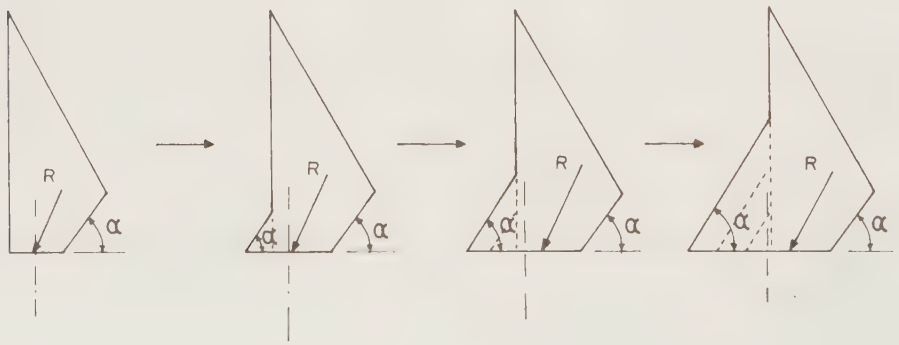


Dans le cas d'un mur triangulaire, nous voyons que la résultante R du poids du mur et de la poussée des terres est très excentrée ; donc, d'après ce que nous venons de voir, une partie de la base qui se trouve du côté du remblai, ne sert à rien, d'où l'idée de couper des portions de cette base du côté du remblai pour modifier cet excentrement et supprimer, de ce fait, une partie de la base qui n'intervenait pas dans la force portante :



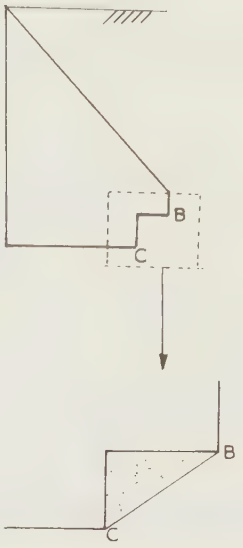


A l'extrême limite, nous avons augmenté la base du côté aval du mur. Ce faisant, nous avons étudié chaque mur avec des excentrements de la résultante R, fortement négatifs au début et fortement positifs à la fin, ce qui nous permettait d'étudier l'influence de cet excentrement sur la hauteur de rupture du remblai, h_r.



Le problème que nous étudions ici est identique à celui des murs à chaises.

Si nous considérons la partie où se trouve la chaise, nous pouvons admettre que la pression s'exerce sur la ligne CB, car les rouleaux proches du mur sont considérés comme solidaires de celui-ci dans son mouvement.



Nous avons choisi pour α une valeur bien supérieure à ϕ, soit 60° et pour des murs tels que $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 1{,}25$ et de base B = 33 cm, nous avons fait une série d'expériences avec $\alpha = \phi = 26°$ (dans ce cas, le coefficient de pression est nul, en milieu pesant, le long de BC).

Nous précisons que toutes les expériences ont été effectuées avec une hauteur de remblai nulle à l'aval du mur et que des rouleaux sont collés sur les parements du mur en contact avec le sol, de manière à avoir un frottement sol-mur élevé ; nous prendrons $\delta_1 = \phi$.

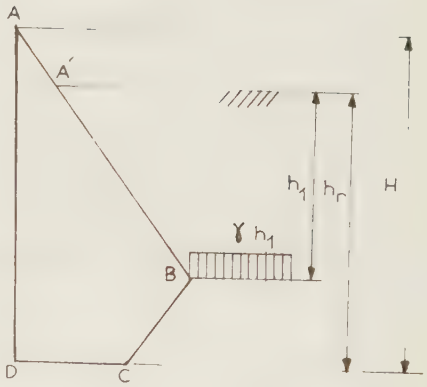
1.3. Essais réalisés

Pour chaque type de mur, nous avons réalisé des essais à la rupture en augmentant progressivement la hauteur de rouleaux constituant le remblai par couches de faible épaisseur. Nous avons, pour chaque type de mur, réalisé deux ou trois expériences, les calculs étant faits en prenant la valeur moyenne de la hauteur de rupture h_r.

Ayant h_r, nous pouvons calculer la poussée sur le mur et donc la valeur de la résultante R sur la base.

2. Calcul de la poussée sur le mur

Pour un mur tel que ABCD, le remblai n'ayant pas atteint le niveau de A, le calcul de la poussée se divise en deux :



- sur AB, poussée due au milieu pesant de hauteur h_1, s'exerçant au 1/3 de A'B à partir de B ;

- sur BC, poussée due au milieu pesant et poussée due à la surcharge γh_1 calculée en milieu non pesant appliquée au centre de BC.

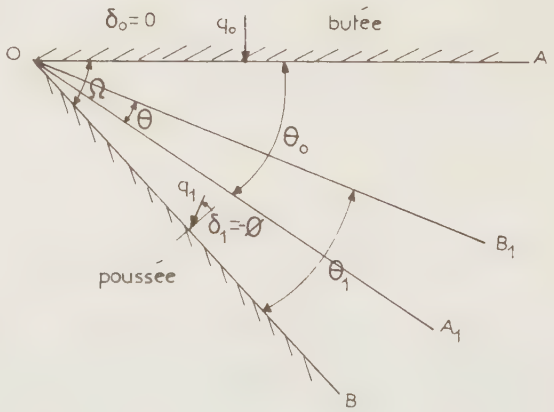
De manière générale, pour calculer la poussée, nous envisageons la superposition des deux états : milieu pesant et milieu non pesant.

2.1. Poussée en milieu non pesant

Selon la valeur de l'angle Ω formé par le massif des terres, nous avons deux schémas à envisager :

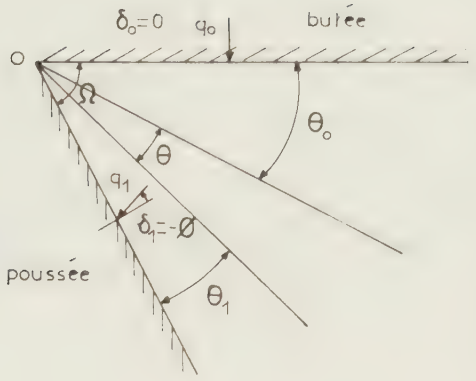
1er schéma :

Solution avec ligne de discontinuité.



2ème schéma :

Solution à trois zones.



D'après BIAREZ (réf. 2) (en utilisant les notations des schémas ci-dessus) :

$$\theta_o = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \frac{\gamma_o + \delta_o}{2}$$

$$\theta_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \frac{\gamma_1 - \delta_1}{2}$$

$$\text{et} \quad \theta = \Omega - \theta_1 - \theta_o = \Omega - \frac{\pi}{2} - \frac{\gamma_1 - \delta_1}{2} - \frac{\gamma_o + \delta_o}{2}$$

$$\text{avec} \quad \sin \gamma_o = \frac{\sin \delta_o}{\sin \phi} \quad ; \quad \sin \gamma_1 = \frac{\sin \delta_1}{\sin \phi}$$

Dans notre cas : $\delta_o = 0 \quad \sin \gamma_o = 0 \quad \gamma_o = 0$

$$\delta_1 = -\phi \quad \sin \gamma_1 = -1 \quad \gamma_1 = -\frac{\pi}{2}$$

Il reste donc : $\theta = \Omega - \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$

1er cas : $\theta < 0 \quad (\Omega < \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$

On a dans ce cas une solution avec ligne de discontinuité et le rapport des pressions est :

$$\frac{q_1}{q_o} = \frac{\cos \delta_1 - \sin \phi \cos \gamma_1}{\cos \delta_o + \sin \phi \cos \gamma_o} \cdot \frac{\cos n + \sin \phi \cos m}{\cos n - \sin \phi \cos m}$$

avec $m = -\frac{\pi}{2} - \theta = -\Omega - \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ et $\sin n = \sin \phi \sin m$

Soit :

$$\frac{q_1}{q_o} = \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} \cdot \frac{\cos n + \sin \phi \cos m}{\cos n - \sin \phi \cos m}$$

2ème cas : $\theta > 0 \quad (\Omega > \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$

On a alors un schéma à trois zones sans ligne de discontinuité. Dans ce cas, le rapport des pressions est :

$$\frac{q_1}{q_o} = \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} \; e^{(-2\Omega + \frac{\pi}{2} + \phi) \operatorname{tg} \phi}$$

Lorsque $\Omega < \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$, la ligne de discontinuité admet une limite quand elle se confond avec l'horizontale où agit la butée. Cette valeur limite de Ω est donnée par :

$$\Omega_{inf} = \frac{\gamma_o + \delta_o}{2} - \frac{\gamma_1 + \delta_1}{2} = \frac{\frac{\pi}{2} - \phi}{2}$$

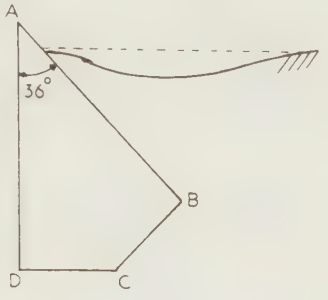
En milieu bidimensionnel pulvérulent constitué par les petits rouleaux où $\phi = 26°$, $\Omega_{inf} = 32°$. Nous avons tracé sur le graphique 3.29 les variations de $\frac{q_1}{q_o} = K$ en fonction de Ω .

2.2. Poussée en milieu pesant

2.2.1. Première méthode de calcul

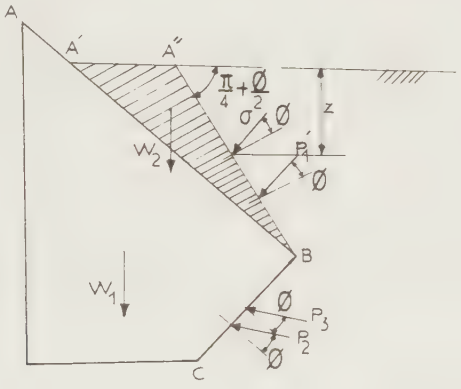
Dans le cas du milieu pesant, le calcul est simple car nous disposons des tables de CAQUOT qui nous donnent pour toute valeur de λ , la valeur du coefficient de pression K. Toutefois, ces tables ne donnent pas la valeur de

K lorsque λ est supérieur à $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} = 32°$. Dans le cas de nos murs tels que $\lambda = 36°$, si nous regardons les photos qui se trouvent en annexe, nous constatons que le remblai, après la rupture, a toujours la forme suivante :



La partie du remblai en contact avec le mur a de moins grands déplacements que la partie qui se trouve un peu plus éloignée du mur. Ceci est moins net dans le cas des murs où $\lambda < \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$, d'où l'idée suivante, pour le calcul de la poussée sur AB.

On peut admettre que la pression s'exerce sur une ligne inclinée de $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ sur l'horizontale et que, par conséquent, le sol compris entre cette ligne et le mur est solidaire du mur.



La contrainte σ à la profondeur z a, comme nous l'avons vu au début du chapitre, la valeur : $\gamma z \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ et la poussée P'_1 exercée au tiers de A"B à partir de B a pour valeur :

$$P'_1 = 0{,}595 \quad \overline{A''B}^2$$

2.2.2. Deuxième méthode de calcul

Nous avons porté sur le graphique 3.29 les variations de K déduites des tables de CAQUOT, en fonction de Ω , pour $\phi = 26°$, $\delta_1 = \phi$ et pour un remblai horizontal ($\Omega > \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} = 58°$). Pour $\Omega = 54°$ (correspondant à $\lambda = 36°$), nous avons extrapolé et trouvé une valeur du coefficient de pression des terres $K = 0,56$.

La poussée P_1 exercée au tiers de A'B à partir de B a pour valeur

$$P_1 = 0,647 \ \overline{A'B}^2$$

Sur plusieurs cas, nous avons composé P'_1 à W_2 et nous avons retrouvé sensiblement la valeur de P_1 en grandeur et direction ; nous avons donc opté pour cette deuxième hypothèse qui donne des résultats identiques, tout en étant plus simples.

2.3. Application au calcul des murs

2.3.1. Mur tel que $\lambda = 25°$, $\alpha = 60°$

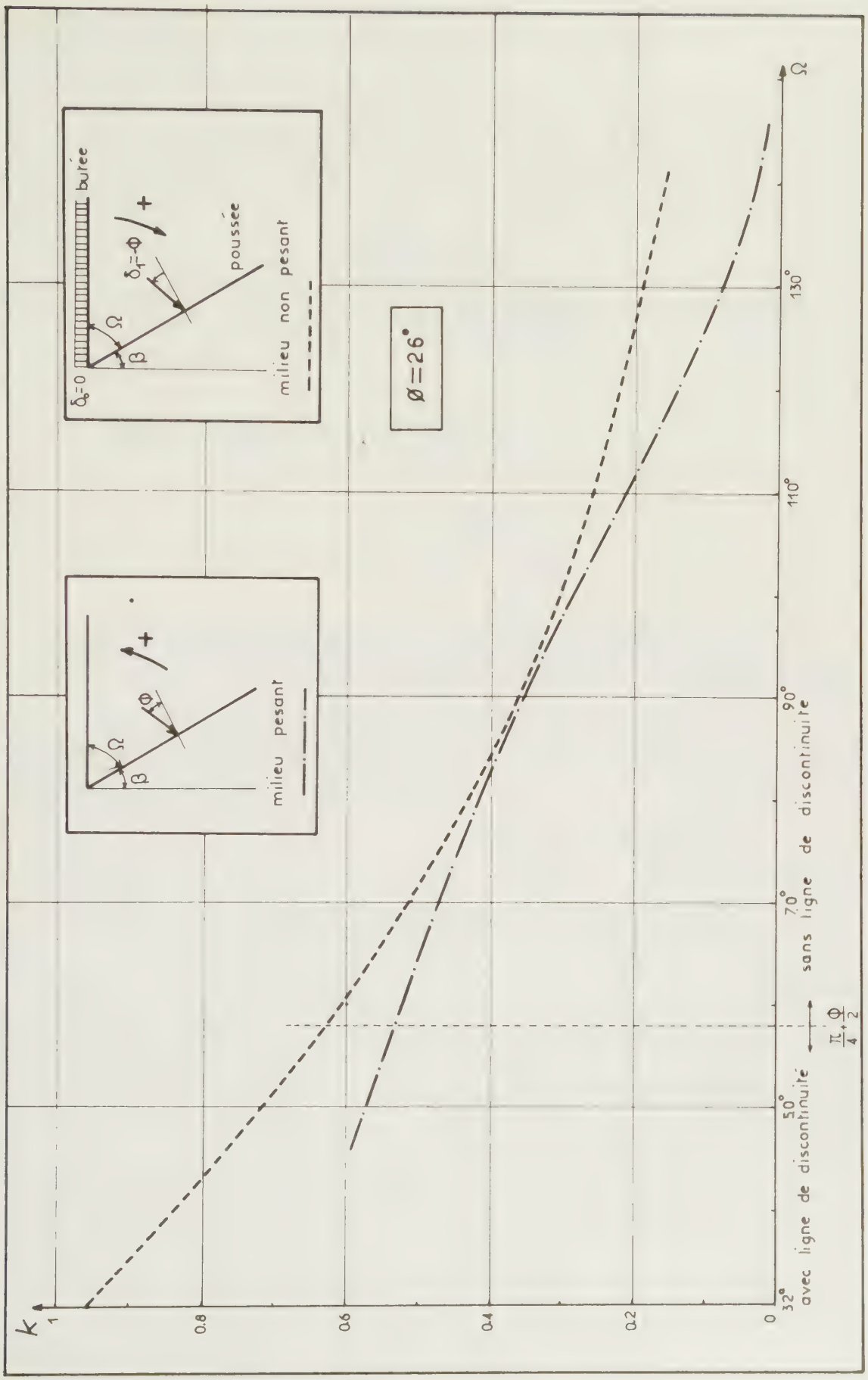
Ce mur a initialement une hauteur de 46 cm et une base de 21 cm.

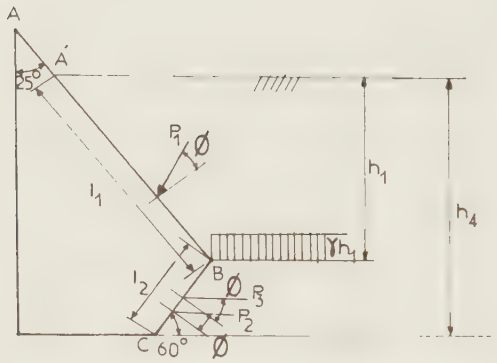
Les poussées P_1 et P_2 produites par le milieu pesant sur A'B et BC sont égales à :

$$P_1 = 1/2 \ K_1 \ \gamma_1 \ l_1^2$$

$$P_2 = 1/2 \ K_2 \ \gamma_1 \ l_2^2$$

GRAPHIQUE 3-29





On lit les valeurs de K_1 et K_2 sur les tables de CAQUOT :

$K_1 = 0,501$; $K_2 = 0,145$

soit : $P_1 = 0,563\ l_1^2$

$P_2 = 0,163\ l_2^2$

On admet que ces forces sont appliquées au tiers de la longueur sur laquelle s'exerce la pression, en partant de la base.

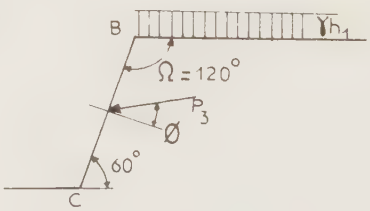
La poussée P_3 est produite par la surcharge $\gamma\ h_1$ et calculée en milieu non pesant :

$$P_3 = K_3\ l_2\ \gamma\ h_1$$

En se reportant au graphique 3.29, on lit :

$$K_3 = 0,22 \qquad P_3 = 0,495\ l_2\ h_1$$

On suppose que cette force est appliquée au milieu de BC et inclinée de Ø sur la normale à BC.



2.3.2. Mur tel que $\lambda = 36°$, $\alpha = 60°$

Nous aurons le même schéma de calcul que pour le mur précédent, avec $K_1 = 0,56$ (valeur obtenue par extrapolation des coefficients de CAQUOT, graphique 3.29).

Les calculs s'effectueront avec :

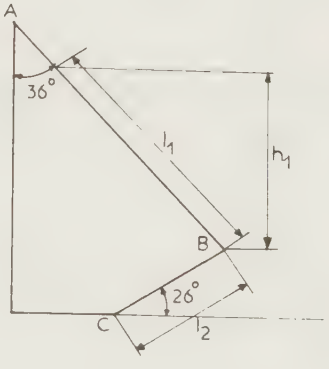
$$P_1 = 0,647\ l_1^2$$

$$P_2 = 0,163\ l_2^2$$

$$P_3 = 0,495\ l_2\ h_1$$

2.3.3. Mur tel que $\lambda = 36°$, $\alpha = 26°$

Le schéma de calcul est toujours le même, mais du fait que $\phi = 26°$, la poussée P_2 en milieu pesant le long de BC sera nulle.



Il reste :

$$P_1 = 0,647\ l_1^2$$

$$P_3 = 0,338\ l_2\ h_1$$

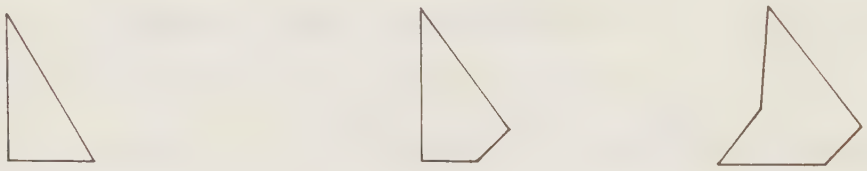
3. Résultats

En composant la poussée avec le poids du mur, nous avons la valeur de la résultante sur la base du mur.

Nous avons regroupé dans les tableaux 9 à 16, tous les résultats relatifs à ces expériences. Nous trouvons dans ces tableaux, la hauteur de rupture du mur, la résultante sur la base en grandeur et direction, ainsi que les différents coefficients de sécurité. La flèche qui se trouve au sommet de chaque mur indique le sens de rotation lors de la rupture.

3.1. Présentation et discussion des résultats

Pour une plus grande facilité d'expression, nous allons utiliser la dénomination suivante :



mur A mur C mur D

Il est à noter que le mur A est un cas particulier des murs C et D.

Sur les graphiques 3.30, 3.31, 3.32, 3.33, nous avons porté la hauteur de rupture $\frac{h_r}{H}$ en fonction de $\frac{B}{B_o}$, B_o étant la base du mur A. De manière générale, la hauteur de rupture augmente avec la base B. Pour les murs C tels que $\lambda = 25°$ (graphique 3.30), la courbe est identique quelle que soit la masse volumique γ_b du mur. Par contre, pour les murs D avec $\lambda = 25°$, la hauteur de rupture augmente avec la masse volumique du mur jusqu'à $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 1{,}25$ (valeur moyenne du rapport de la masse volumique du béton armé à la masse volumique du sol). Pour $\lambda = 36°$, h_r augmente avec la masse volumique du mur, pour les murs C, aussi bien que pour les murs D (graphique 3.31).

TABLEAU 9

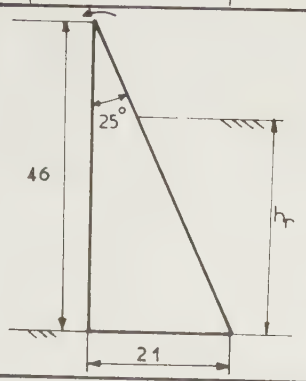
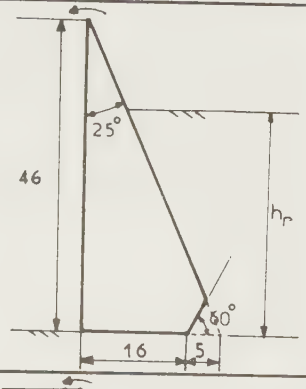
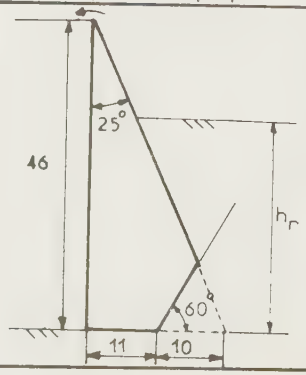
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante R_v (g)	résultante δ	résultante e/B	coef. de sécurité F_r	coef. de sécurité F_g	coef. de sécurité F_1	coef. de sécurité F_2	coef. de sécurité F
	21,5 22,5 22	22	0,76	1060	11°6	-0,109	∞	2,37	1,38	1,26	1,06
	23,5 25	24	0,94	1275	11°2	-0,124	∞	2,45	1,06	1,04	1,02
	22,5 22	22	1,25	1630	8°6	-0,128	∞	3,21	1,04	1,02	1,00
	24 23	23,5	0,76	940	11°5	-0,088	∞	2,40	1,01	1,01	1,00
	22,5 23,5	23	0,94	1160	10°	-0,088	∞	2,76	0,93	0,95	0,975
	21,5 20,5 23	21,5	1,25	1440	6°8	-0,081	∞	4,08	0,98	0,98	0,985
	20 20	20	0,76	770	9°	-0,018	21,7	3,07	0,99	0,99	1,00
	19,5 19,5	19,5	0,94	950	6°9	-0,009	53	4,00	0,97	0,97	0,98
	23 20,5 21	21	1,25	1270	7°	-0,009	43	3,98	0,72	0	0,92

TABLEAU 10

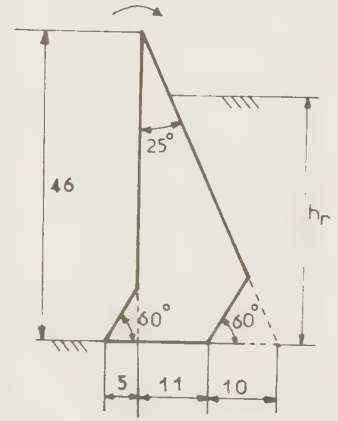
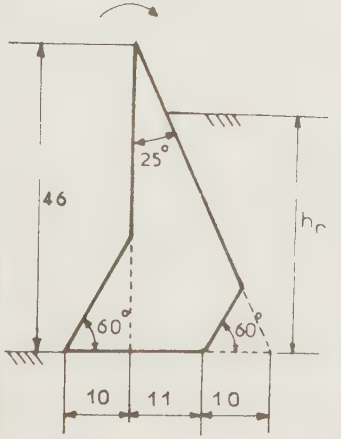
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante $P_{(g)}$	résultante δ	résultante e/B	coef. de sécurité F_r	coef. de sécurité F_g	coef. de sécurité F_1	coef. de sécurité F_2	coef. de sécurité F
	25,5 27,5	26,5	0,76	890	14°4	+0,006	∞	1,90	1,02	1,01	1,00
	25,5 27 26,5	26,5	0,94	1075	11°5	+0,012	∞	2,39	1,31	1,24	1,07
	26,5 30 30	29	1,25	1430	11°6	+0,019	∞	2,37	0,96	0,97	0,98
	28 30	29	0,76	1050	14°	+0,119	∞	1,95	1,02	1,01	1,00
	33,5 35,5	34,5	0,94	1390	15°6	+0,086	∞	1,74	0,65	0,65	0,93
	38,5 35,5 37	37	1,25	1800	16°2	+0,081	∞	1,68	0,45	0,62	0,88

TABLEAU 11

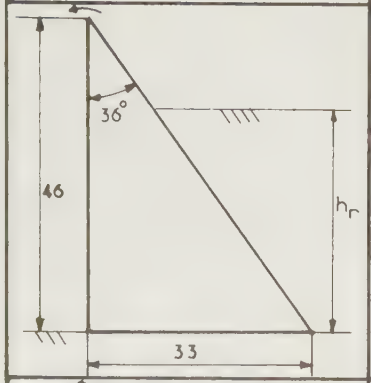
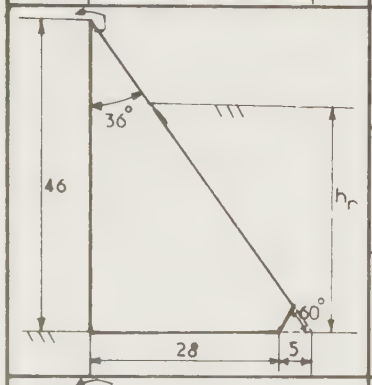
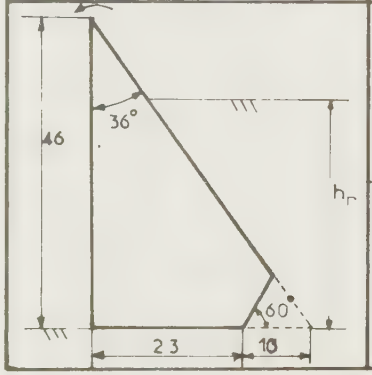
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante R_v(g)	résultante δ	résultante e/13	coef. de sécurité F_r	F_g	F_1	F_2	F
	33,5 29,5 30	31	0,76	2090	12°2	-0,055	∞	2,25	2,1	1,49	1,21
	34 35	34,5	0,94	2500	12°4	-0,073	∞	2,22	1,48	1,30	1,10
	37 38	37,5	1,25	3290	11°	-0,094	∞	2,50	1,24	1,19	1,04
	34,5 32,5	33,5	0,76	2020	13°4	-0,046	∞	2,04	1,35	1,19	1,06
	33,5 34	34	0,94	2320	11°3	-0,064	∞	2,44	1,27	1,11	1,05
	36 36 35	36	1,25	2940	10°8	-0,075	∞	2,55	1,12	1,14	1,02
	31 32	31,5	0,94	1960	10°2	-0,035	∞	2,72	1,40	1,35	1,09
	31 31 34	32	1,25	2610	8°9	-0,039	∞	3,12	1,14	1,11	1,03

TABLEAU 12

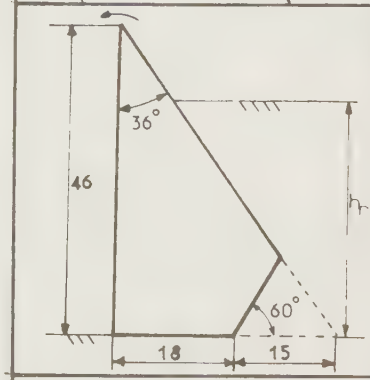
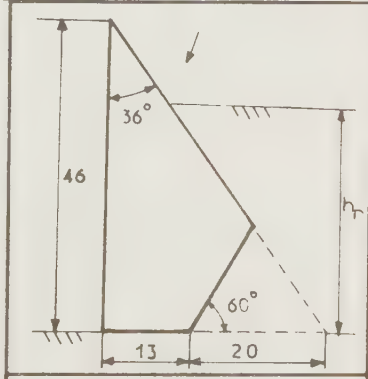
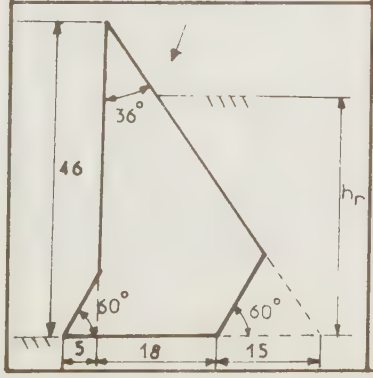
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante $R_{(g)}$	résultante δ	résultante $e/13$	coef. de sécurité F_r	coef. de sécurité F_g	coef. de sécurité F_1	coef. de sécurité F_2	coef. de sécurité F
	29 26,5 27	27,5	0,76	1310	11°	-0,0055	∞	2,50	1,36	1,23	1,08
	30,5 33 30	31	0,94	1660	9°2	-0,011	∞	3,00	1,23	1,18	1,06
	29 29,5 27,5	29	1,25	2080	7°6	-0,0155	∞	3,65	1,09	1,10	1,03
	22 27 23,5	24	0,76	1070	8°6	+0,062	24	3,22	0,88	0,72	0,95
	23 25 24,5	24,5	0,94	1330	7°2	+0,077	30	3,88	0,73	0	0,92
	24 23 24,5	24	1,25	1730	7°5	+0,07	13	3,70	0,54	0	0,85
	34 36 34	35	0,94	1850	12°5	0,074	∞	2,20	1,02	1,02	1,00

TABLEAU 13

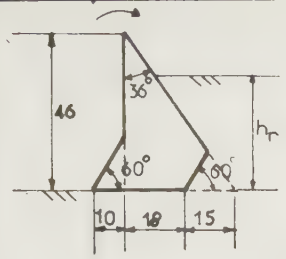
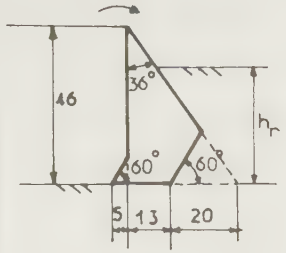
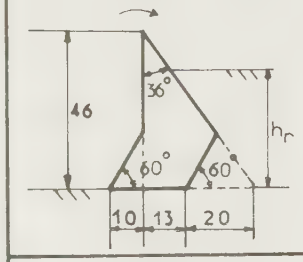
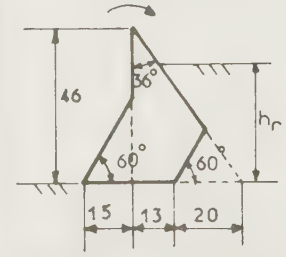
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante $R_{(g)}$	résultante δ	résultante $e/13$	coef. de sécurité F_r	coef. de sécurité F_g	coef. de sécurité F_1	coef. de sécurité F_2	coef. de sécurité F
	42 38,5 37,5	39	0,94	2240	13°4	+0,107	∞	2,04	1,00	1,00	1,00
	32 30	31	0,76	1210	12°4	+0,144	∞	2,22	0,68	0,70	0,90
	31 30	30,5	0,94	1470	10°7	+0,155	∞	2,59	0,65	0,38	0,88
	32 33 30	32	1,25	1860	6°9	+0,172	∞	4,00	0,62	0	0,89
	44 39 39	41	1,25	2430	13°	+0,157	∞	2,11	0,47	0,29	0,82
	39,5 38,5	39	0,76	1810	15°7	+0,157	∞	1,73	0,72	0,82	0,92

TABLEAU 14

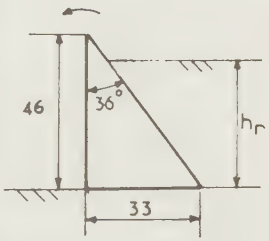
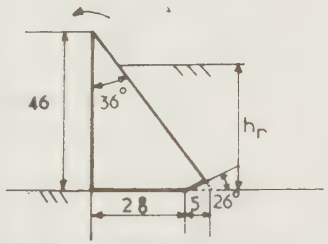
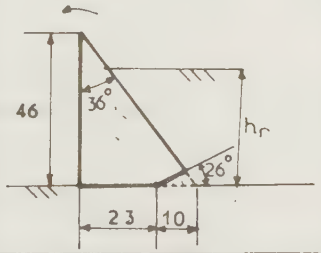
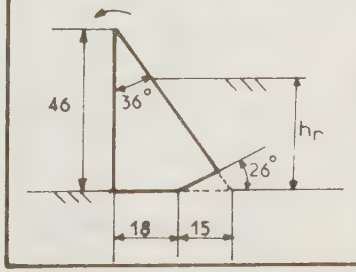
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante $R_{(g)}$	résultante δ	résultante $e/13$	coef. de sécurité F_r	F_g	F_1	F_2	F	F_f
	36,5 39,5 37,5	38	1,25	3310	11°8	-0,091	∞	2,56	1,15	1,08	1,03	
	36 38,5 35	36,5	1,25	3040	12°5	-0,057	∞	2,20	0,98	0,98	0,99	
	36 34 35,5	35	1,25	2750	10°4	+0,004	∞	2,65	1,12	1,11	1,03	
	34 30,5 35	33	1,25	2560	9°4	+0,094	∞	2,95	0,58	0	0,85	1,40

TABLEAU 15

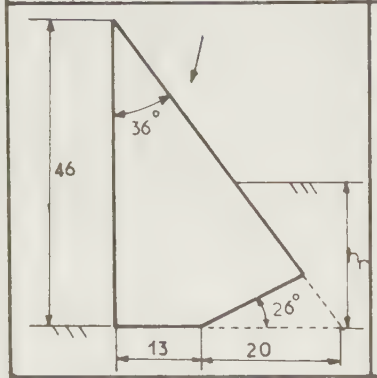
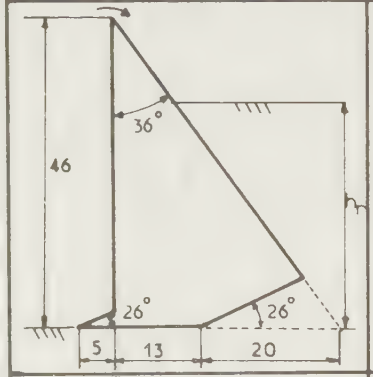
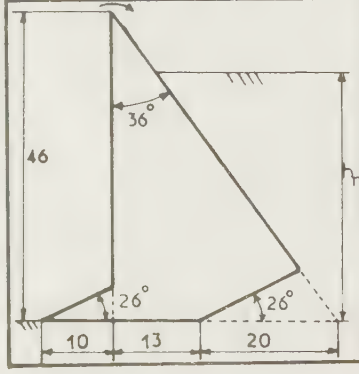
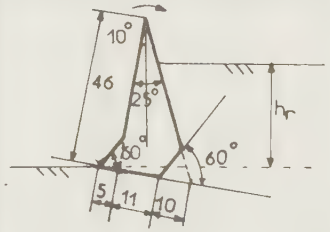
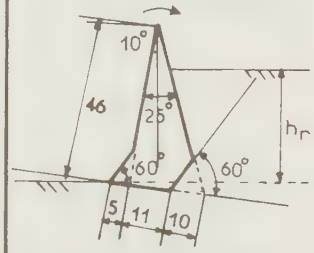
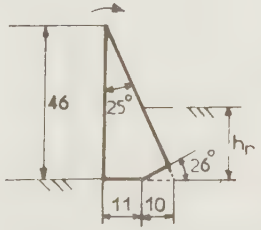
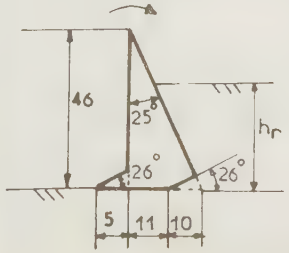
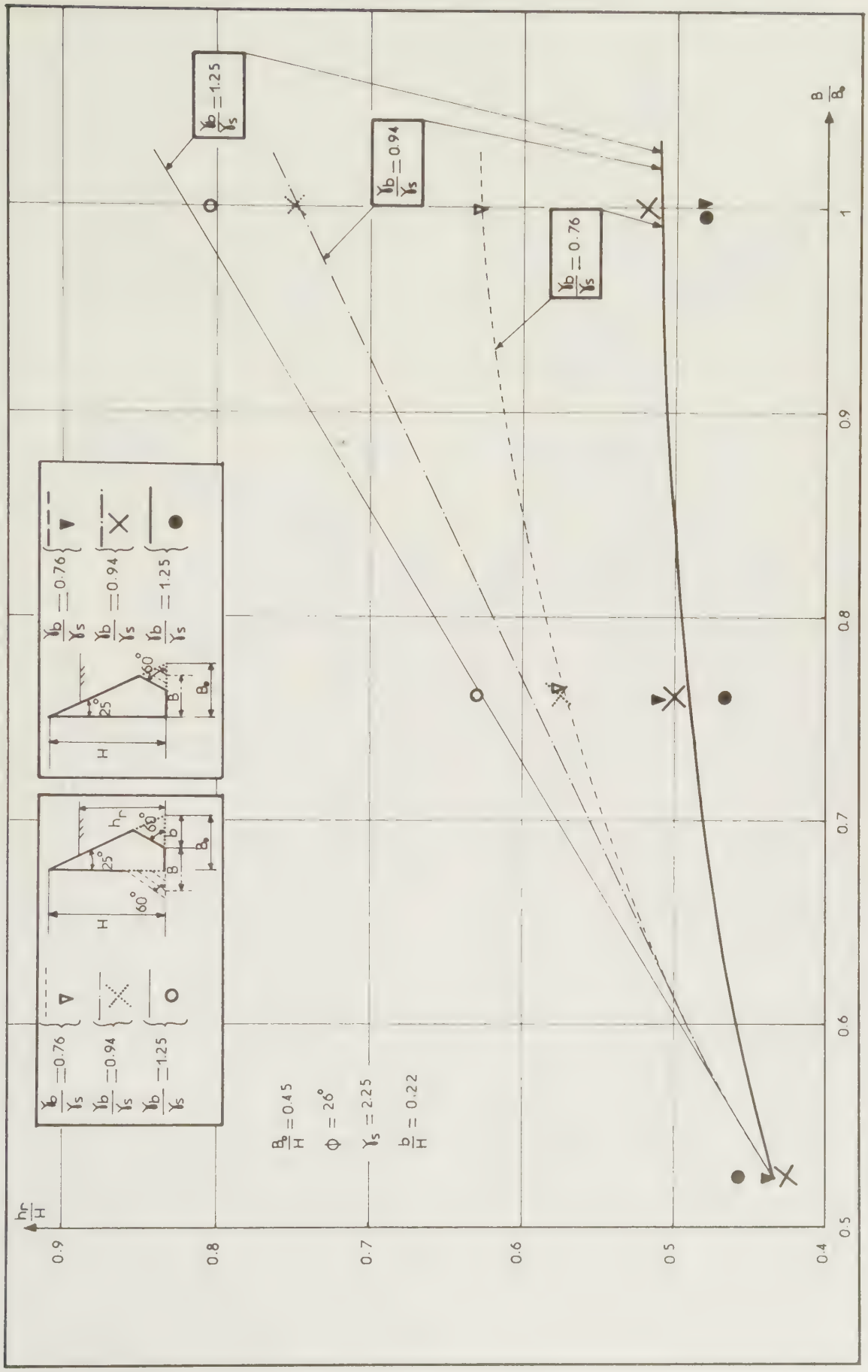
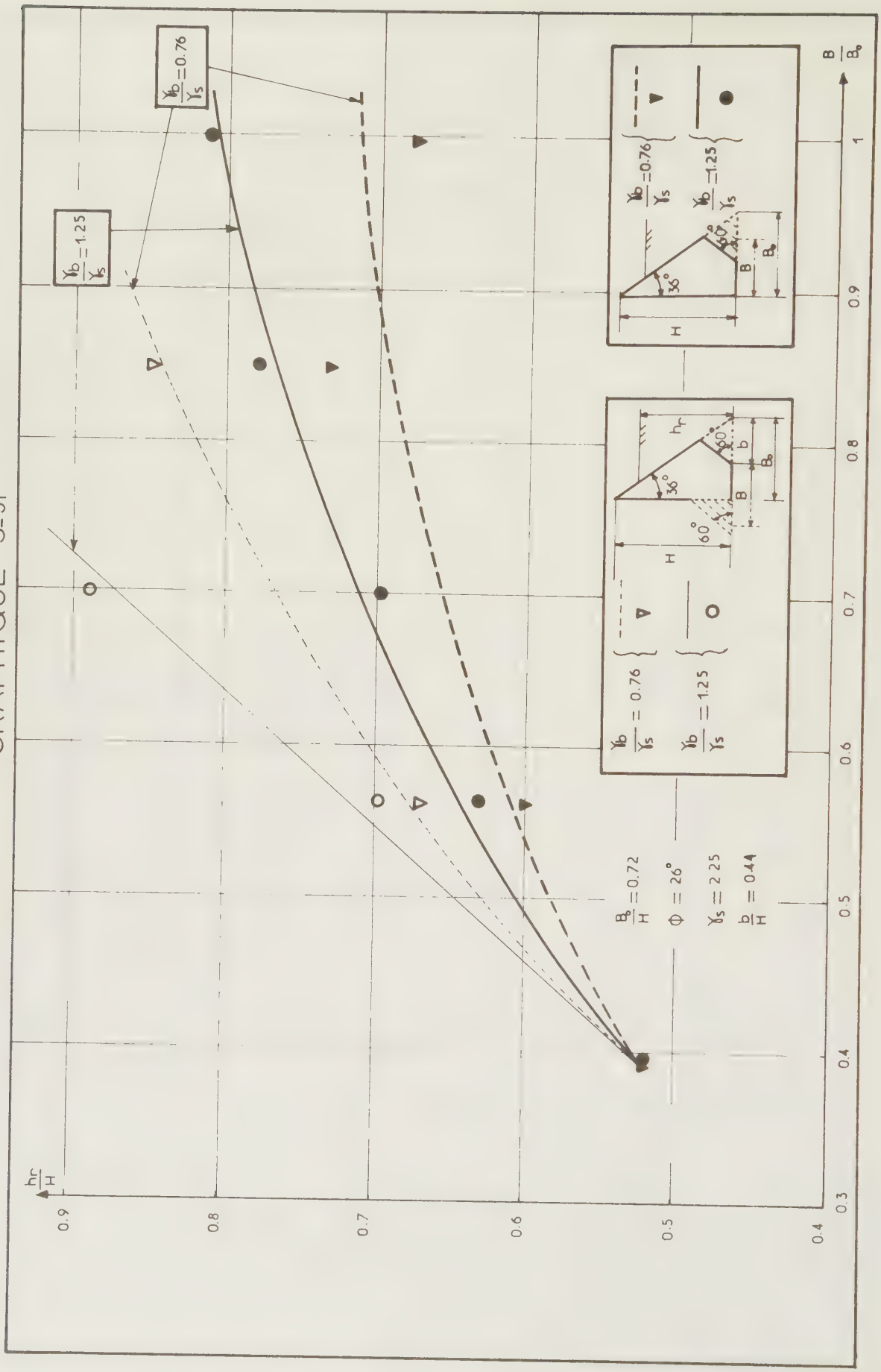
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante $R_v(g)$	résultante δ	résultante e/B	coef. de sécurité. F_r	F_g	F_1	F_2	F	F_f
	21,5 19 23,5	21	1,25	1950	5°	+0,24	∞	5,60	0,24	0	0,70	1,22
	31,5 33 34	33	1,25	2600	11°5	+0,32	∞	2,39	0,158	0	0,64	1,16
	34,5 37,5 37	36,5	1,25	2400	10°8	+0,305	∞	2,56	0,127	0	0,60	1,15

TABLEAU 16

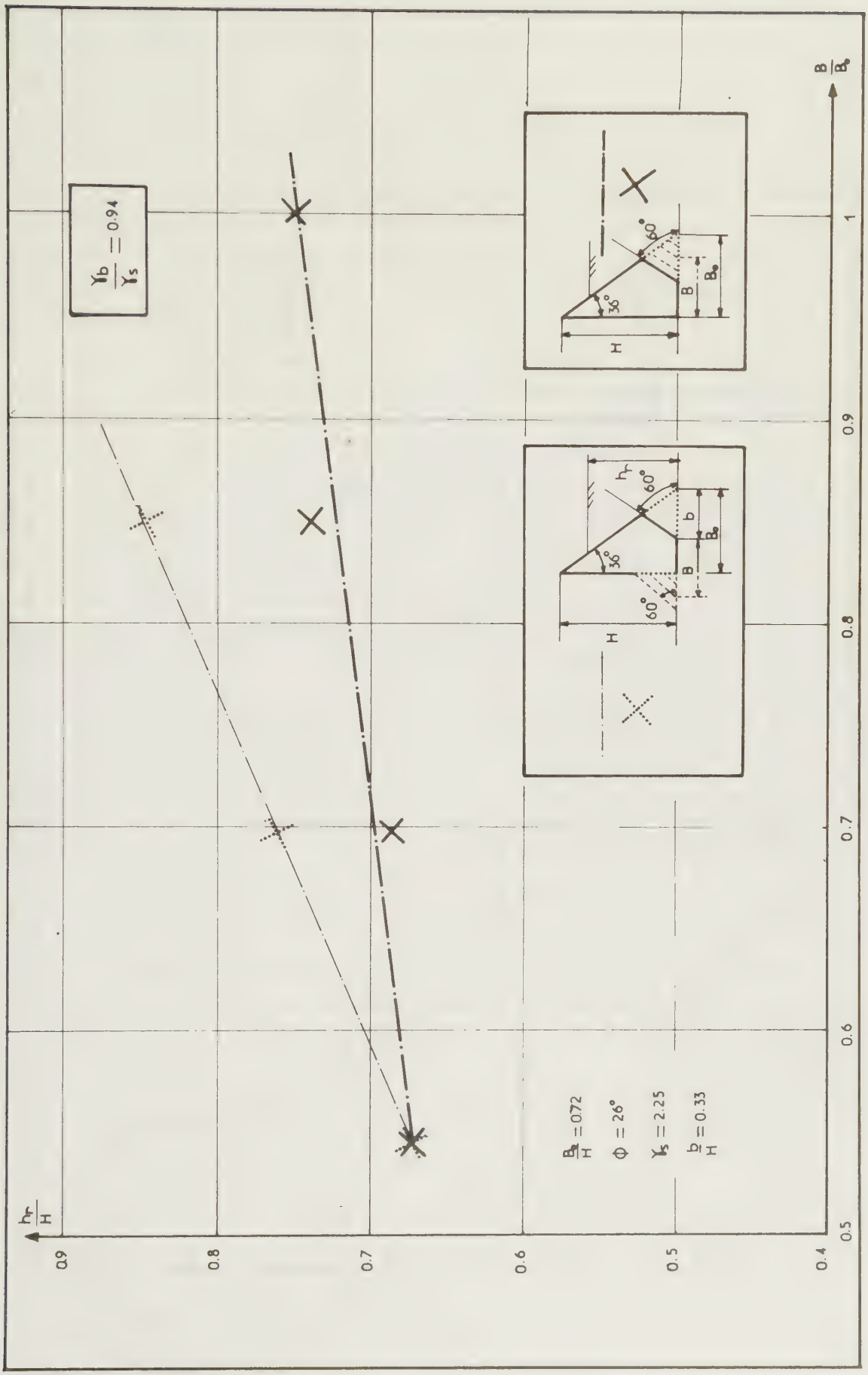
SCHEMAS (cotes en cm)	h_r (cm)	h_r moyen	γ_b/γ_s	résultante $R_v(g)$	résultante δ	résultante e/B	coef. de sécurité F_r	coef. de sécurité F_g	coef. de sécurité F_1	coef. de sécurité F_2	coef. de sécurité F
	31 32	31,5	0,94	1180	9°3	+0,088	∞	3,00	0,79	0,68	0,93
	33,5 33	33	1,25	1480	6°3	+0,1	∞	4,41	0,74	0,30	0,88
	23,5 20 20	21	1,25	1370	8°	+0,064	∞	3,47	0,50	0	0,84
	31,5 29,5 29,5	30	1,25	1570	13°3	+0,162	∞	2,06	0,35	0	0,78


GRAPHIQUE 3-30
$\frac{h_r}{H}$
$\frac{B}{B_o}$
$\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 1.25$
$\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 0.94$
$\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 0.76$
$\frac{B_o}{H} = 0.45$
$\Phi = 26°$
$\gamma_s = 2.25$
$\frac{b}{H} = 0.22$
H
25°
60°
b
B_o
B
h_r

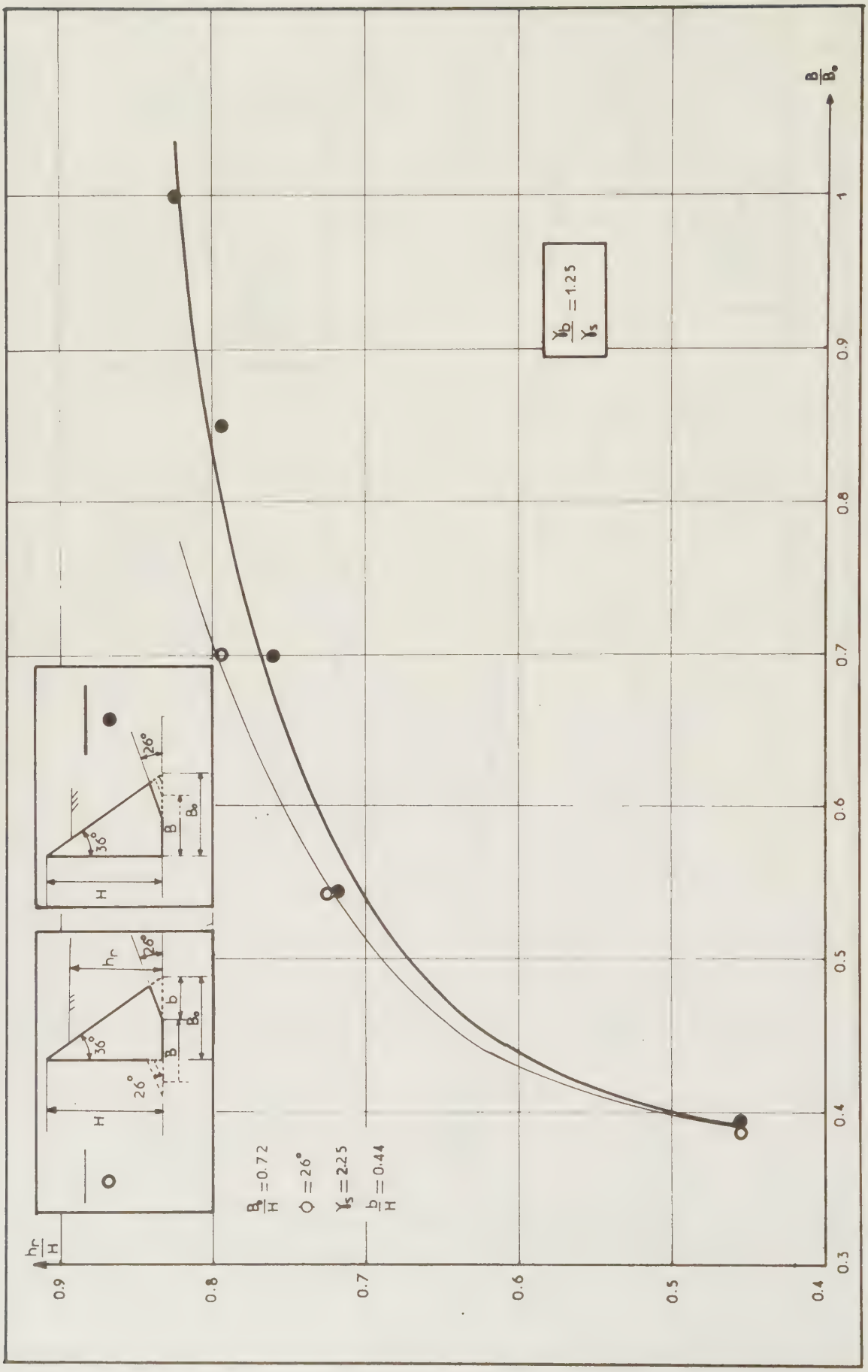
GRAPHIQUE 3-31



GRAPHIQUE 3-32



GRAPHIQUE 3-33



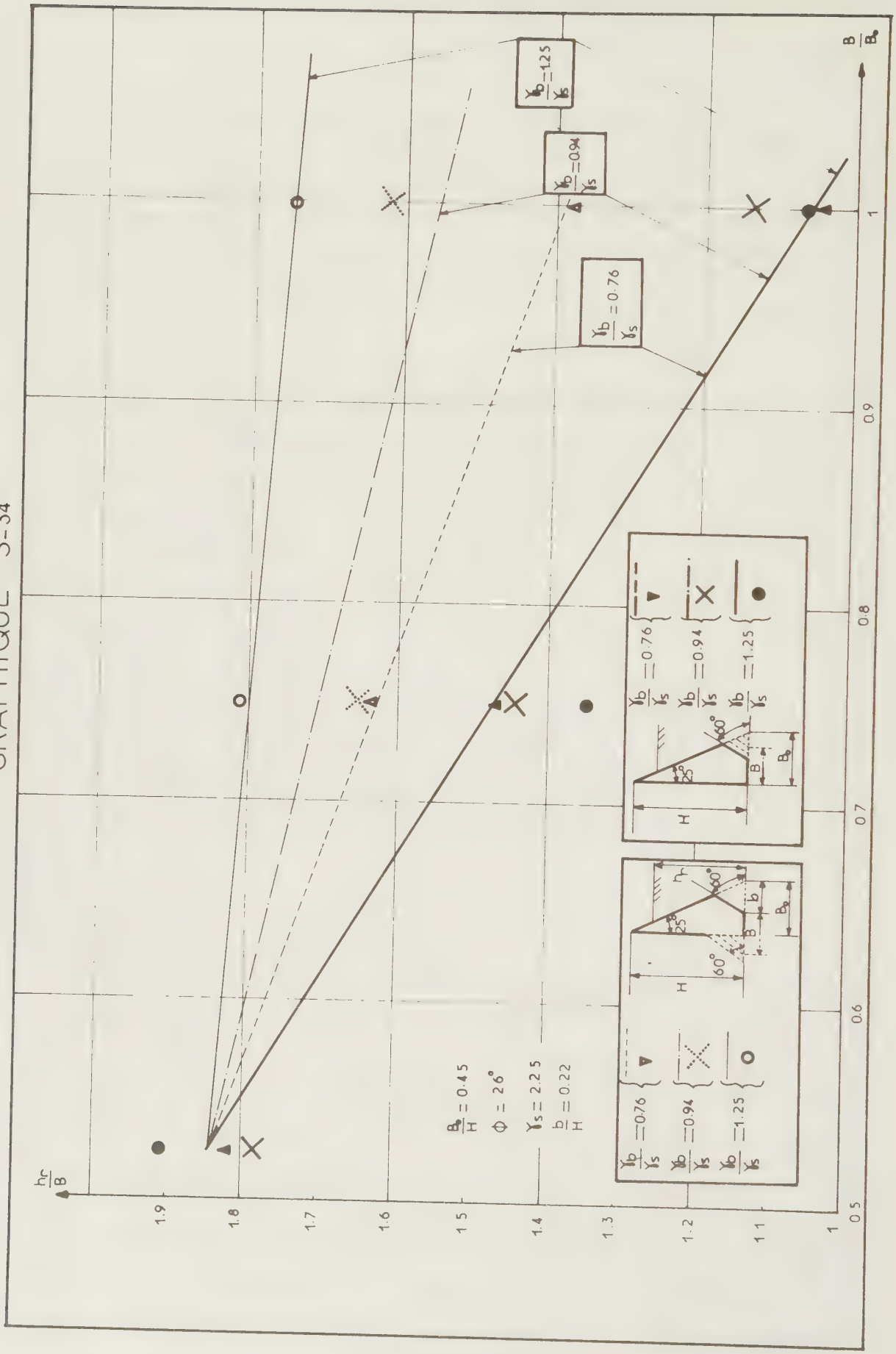
A base égale, les murs D sont plus stables que les murs C (graphiques 3.30 à 3.33). Toutefois, pour les expériences telles que $\alpha = 26°$, la différence est très peu sensible (graphique 3.33), ce qui signifie que l'influence de la valeur de α n'est pas négligeable ; nous tenterons par la suite d'expliquer ce phénomène, mais nous pouvons remarquer que le profil sur lequel s'exerce la poussée, bien que légèrement modifié, peut apporter de très importantes différences dans la stabilité d'un ouvrage.

L'étude de ces murs étant fonction de très nombreux paramètres, il nous est apparu intéressant de porter $\frac{h_r}{B}$ en fonction de $\frac{B}{B_o}$ (graphiques 3.34, 3.35, 3.36) ; les mêmes conclusions que précédemment s'imposent. Nous avons pensé, en outre, que la détermination des limites de $\frac{h_r}{B}$ lorsque $\frac{B}{B_o}$ tend vers 0, pour les murs C, offrait un intérêt certain ; il nous a été malheureusement impossible d'obtenir ces limites, car pour $\frac{B}{B_o} < 0{,}52$ ($\lambda = 25°$) et pour $\frac{B}{B_o} < 0{,}4$ ($\lambda = 36°$), les murs s'effondraient par poinçonnement du sol à la base, avant que nous ayons pu édifier le remblai.

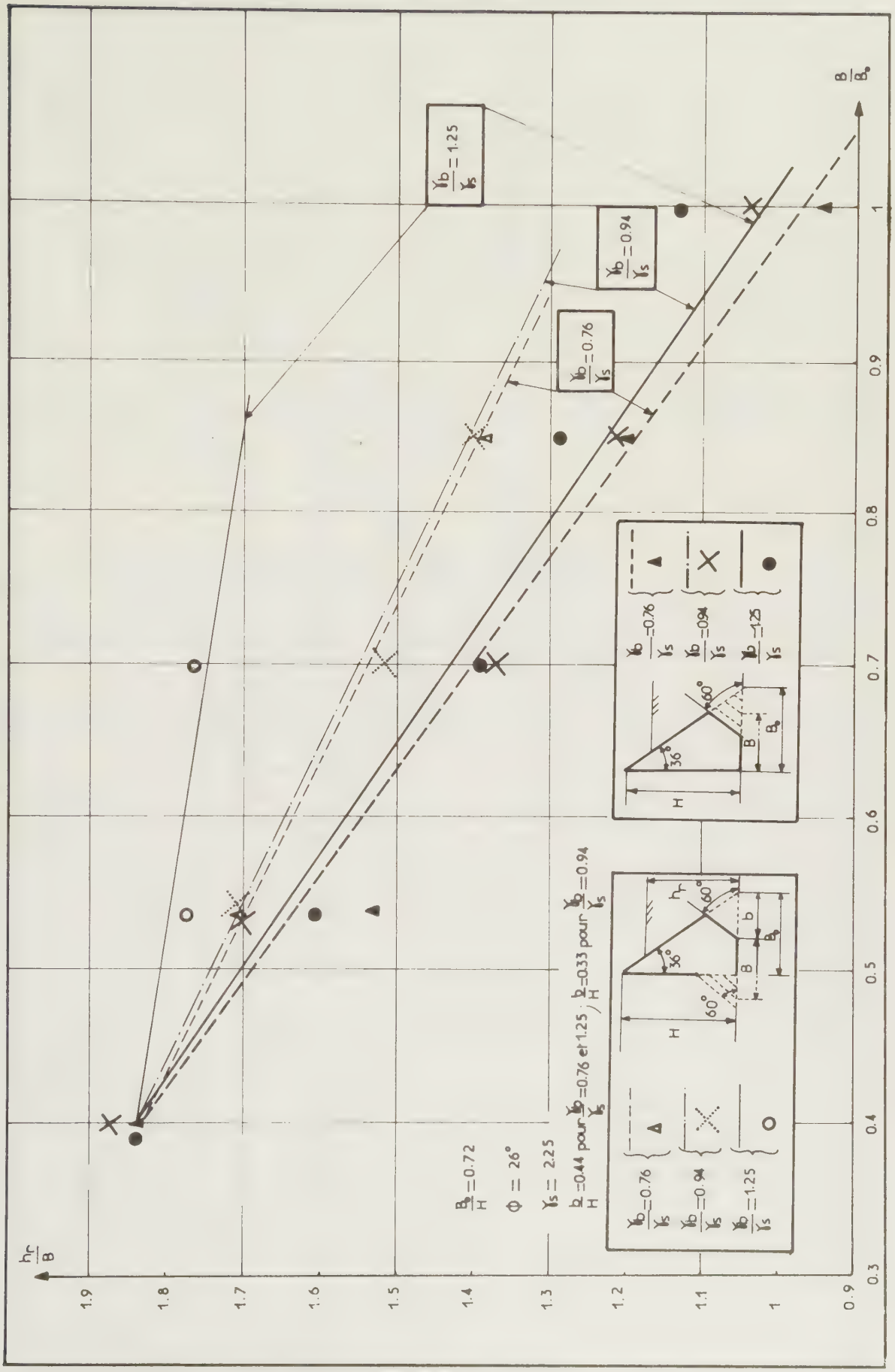
L'inclinaison et l'excentricité de la résultante R sur la base, sont des paramètres déterminants pour la stabilité. S'il est difficile de faire varier systématiquement l'inclinaison dans l'étude d'un mur, il est, par contre, plus facile de faire varier l'excentricité ; c'est le but des coupures à l'amont et des rajouts à l'aval du mur qui nous permettent d'avoir des excentricités relativement importantes ($\left|\frac{e - e_M}{B}\right| > 0{,}1$).

Nous avons étudié la variation de la hauteur de rupture par rapport à l'excentricité de la résultante ; à cette fin, nous avons porté $\frac{h_r}{B}$ en fonction de $\frac{e - e_M}{B}$ pour $\lambda = 25°$ (graphique 3.37), $\lambda = 36°$, $\alpha = 60°$ (graphique 3.38), $\lambda = 36°$, $\alpha = 26°$ (graphique 3.39). Ces graphiques montrent que le maximum de $\frac{h_r}{B}$ est obtenu pour $e \simeq e_M$; pour $\frac{e - e_M}{B} > 0$, la décroissance de $\frac{h_r}{B}$ est faible (surtout pour $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 1{,}25$). Ceci est encore plus net dans le cas : $\lambda = 36°$ et $\alpha = 26°$, où nous avons pu aller jusqu'à des valeurs très importantes de l'excentricité ($\frac{e - e_M}{B} > 0{,}3$). Cette étude illustre les conclusions précédentes. La stabilité des murs D est supérieur à celle des

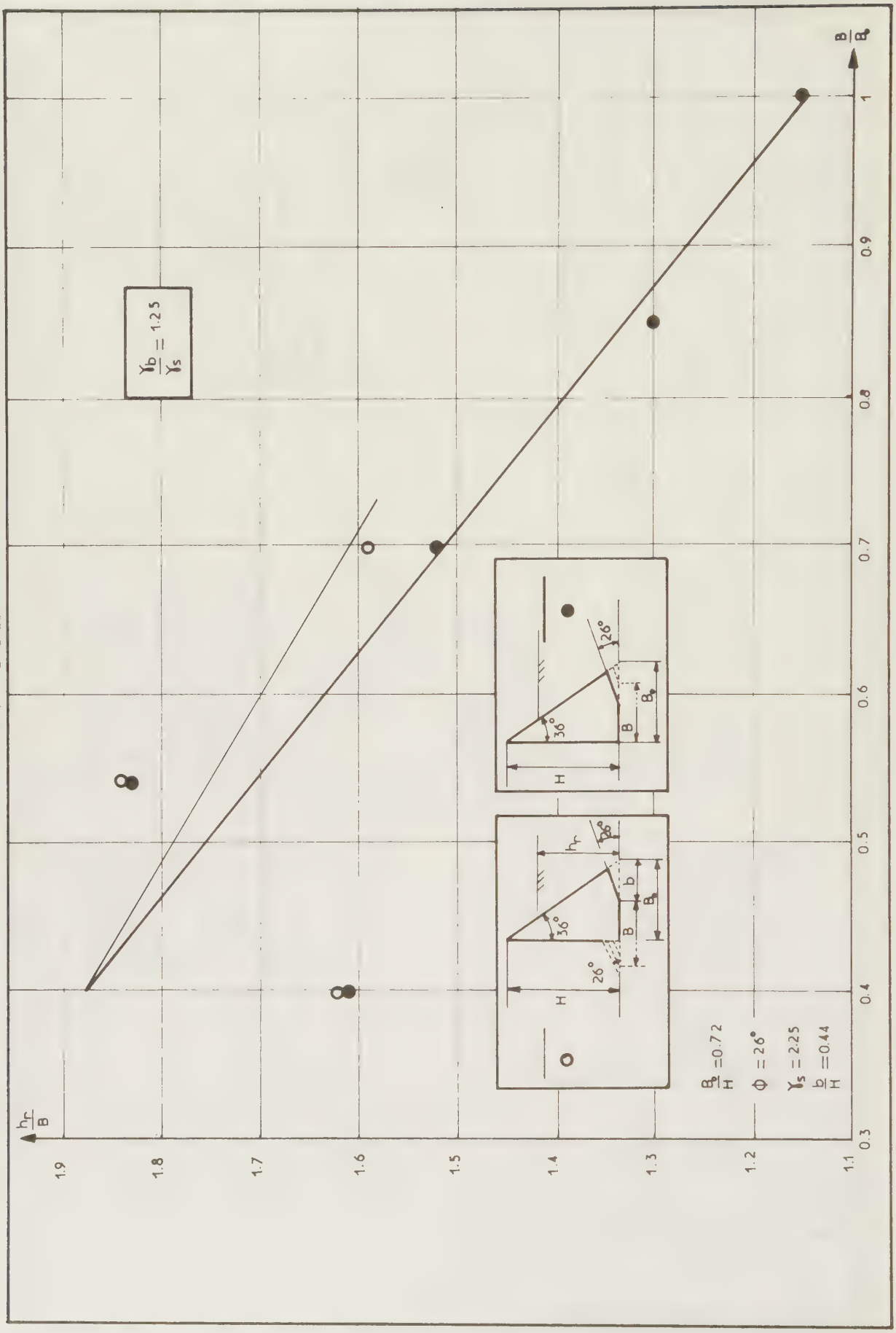
GRAPHIQUE 3-34



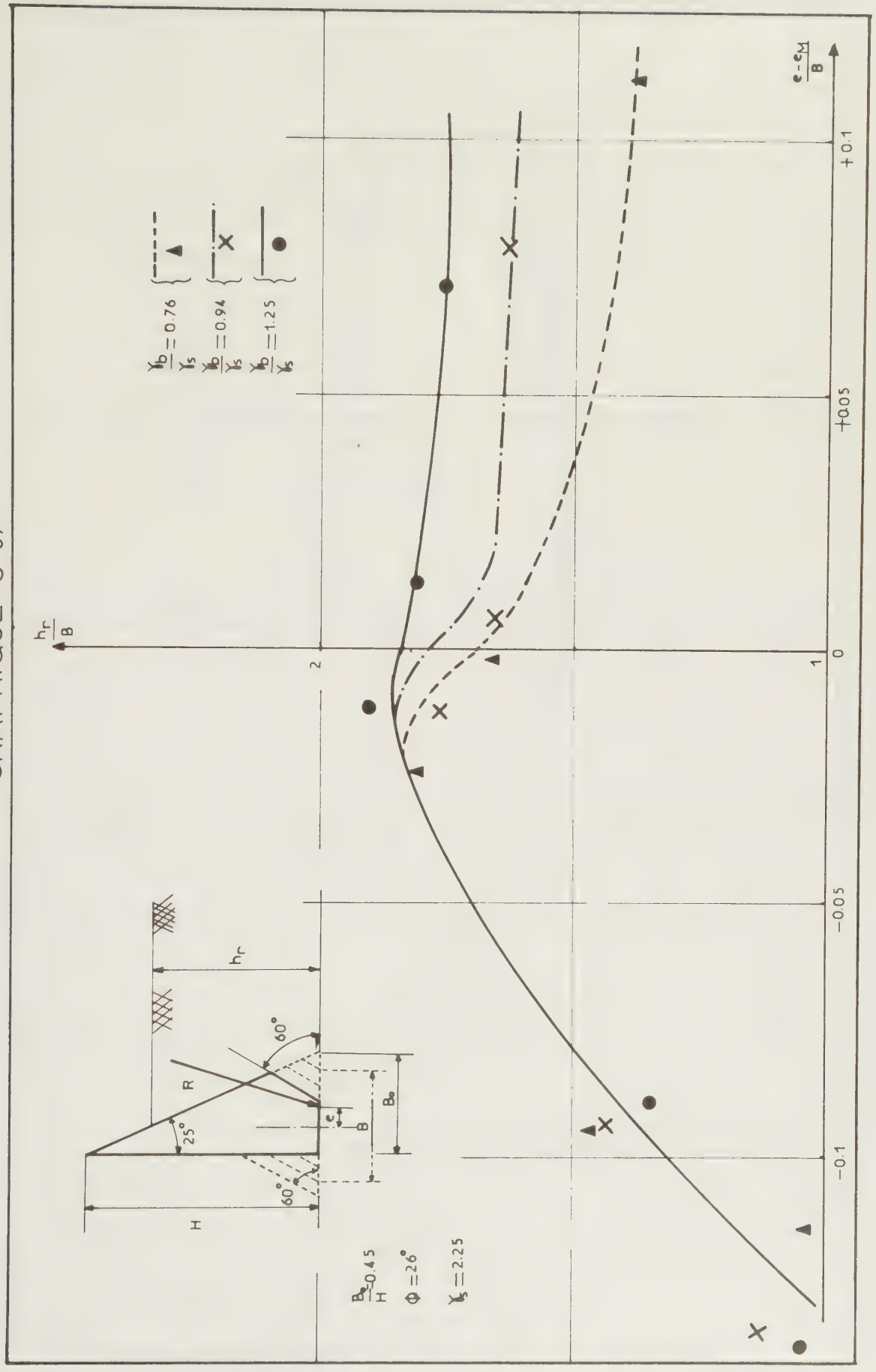
GRAPHIQUE 3-35



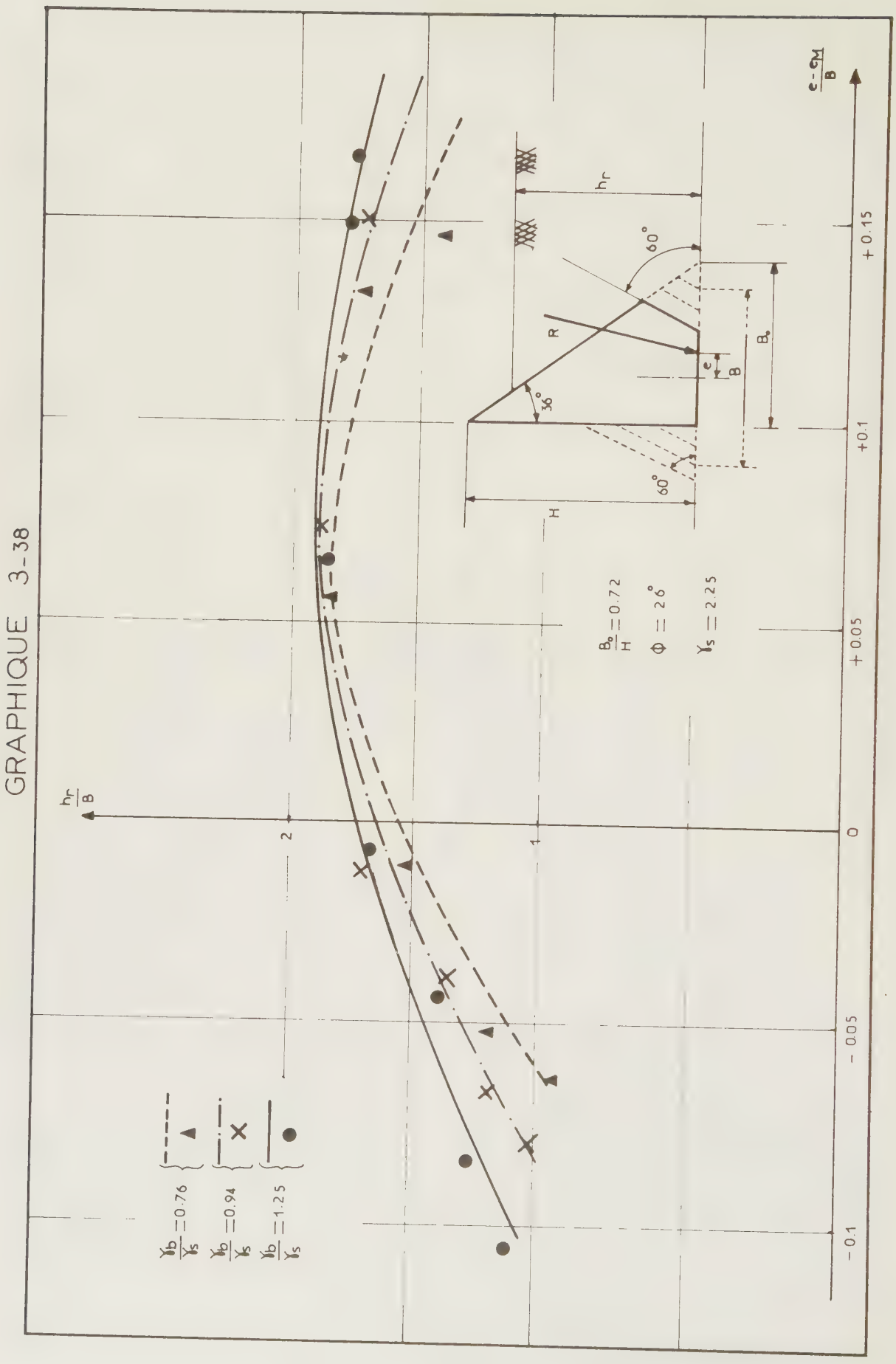
GRAPHIQUE 3-36



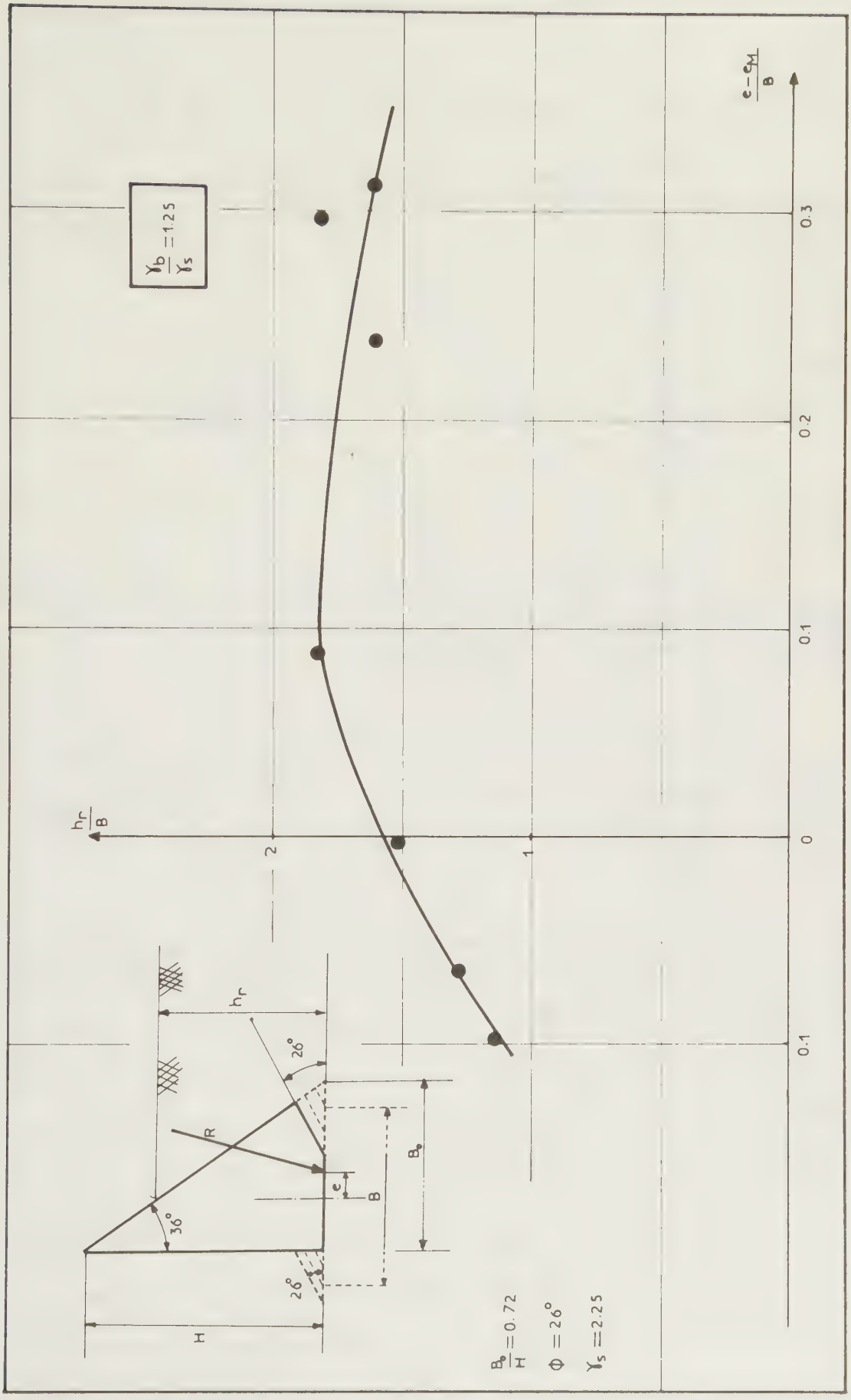
GRAPHIQUE 3-37



GRAPHIQUE 3-38



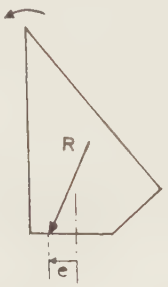
GRAPHIQUE 3-39



murs C et l'influence de la valeur de α est capitale.

En fait, ce n'est pas l'excentricité seule qui modifie autant la stabilité d'un mur ; mais il faut bien voir que l'excentricité va déterminer le sens de rotation du mur :

$e < e_M$:



$e > e_M$:

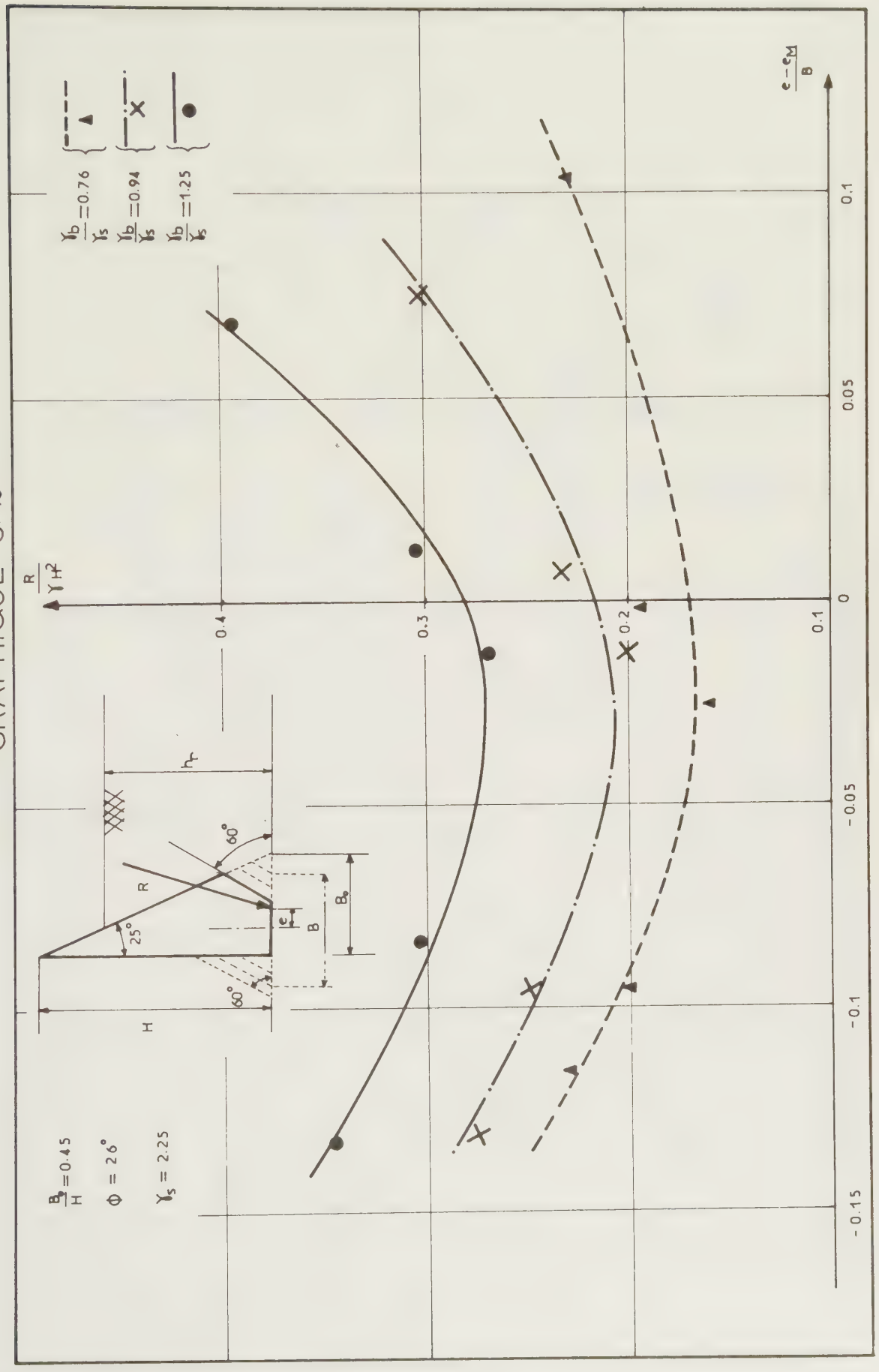
Or, du sens de rotation dépendent l'inclinaison, le sens et la valeur des contraintes exercées sur le mur. Ainsi tous ces paramètres sont liés indirectement à l'excentricité de la résultante.

Les graphiques 3.40 à 3.45 regroupent les variations de R en fonction de l'excentricité. Nous avons porté $\frac{R}{\gamma H^2}$ $(\frac{e - e_M}{B})$ sur les graphiques 3.40 à 3.42 et $\frac{R}{\gamma B^2}$ $(\frac{e - e_M}{B})$ sur les graphiques 3.43 à 3.45.

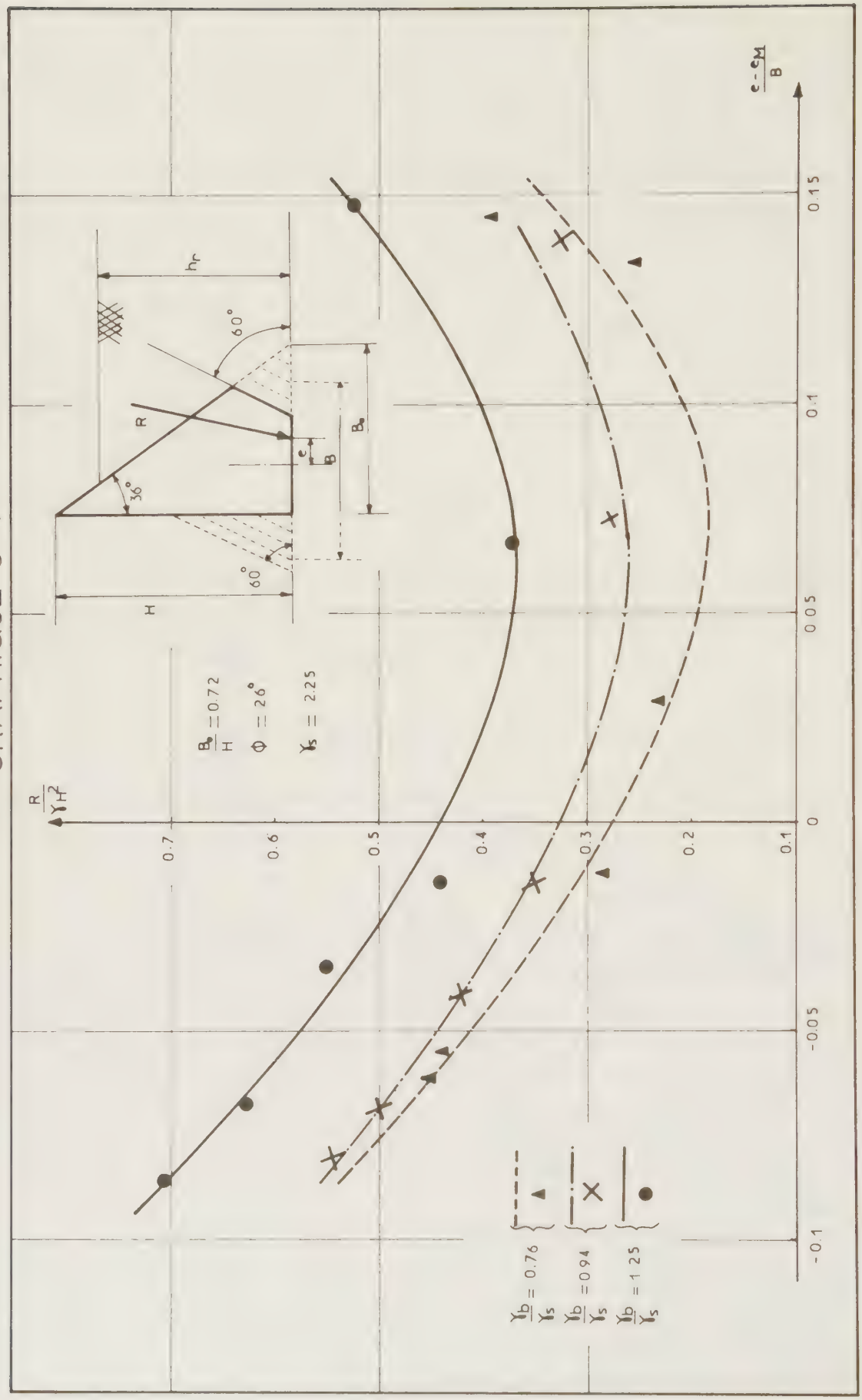
Il est à noter que la résultante R augmente avec la masse volumique du mur, ce qui est logique. De plus, les courbes admettent un minimum R_{min}, pour des valeurs $\frac{e - e_M}{B}$ proches de 0 (graphiques 3.40 et 3.41). Après R_{min}, l'augmentation de R avec $\frac{e - e_M}{B}$ est très forte. Dans le cas où $\alpha = 26°$ (graphique 3.41), le minimum de la courbe est obtenu pour une valeur $\frac{e - e_M}{B}$ de l'ordre de 0,24, ce qui est en désaccord total avec la théorie.

Les variations de $\frac{R}{\gamma B^2}$ nous conduisent aux mêmes constatations : $\frac{R}{\gamma B^2}$ passe par un maximum, $\frac{R}{\gamma B^2}$ max, pour des valeurs de $\frac{e - e_M}{B}$ proches de 0 (graphiques 3.43 et 3.44). Après $\frac{R}{B^2}$ max, la décroissance de $\frac{R}{B^2}$ avec $\frac{e - e_M}{B}$

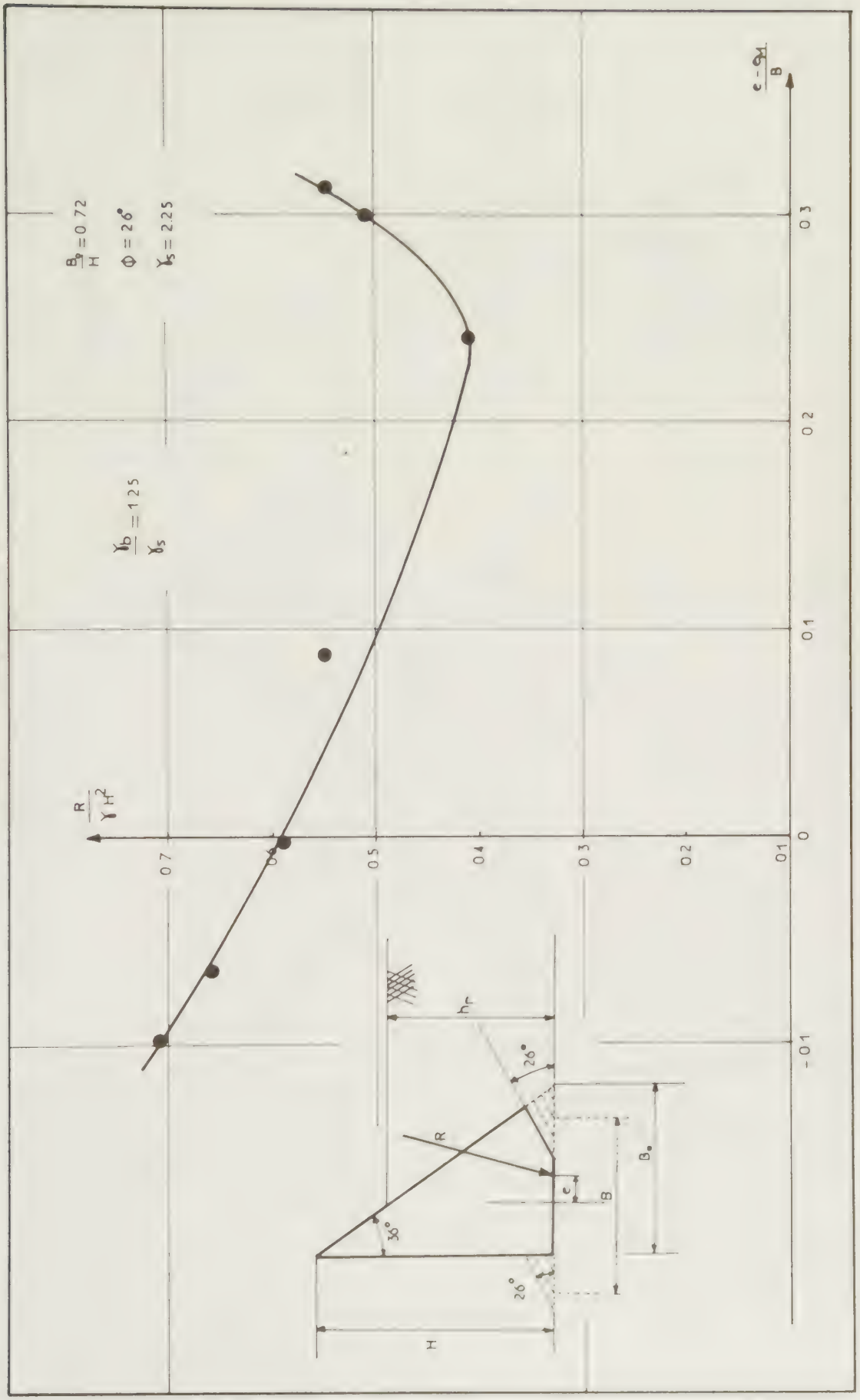
GRAPHIQUE 3-40



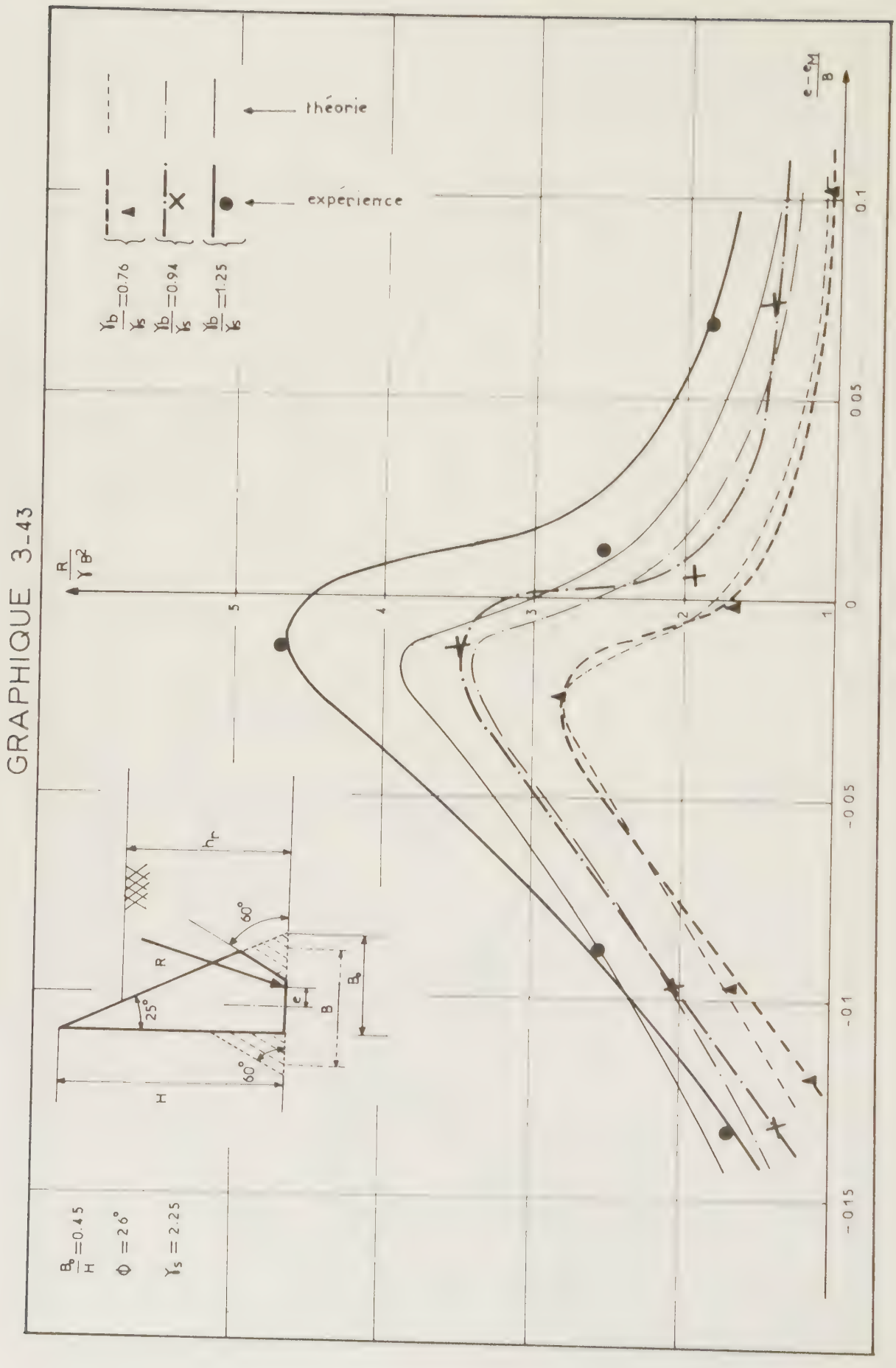
GRAPHIQUE 3-41



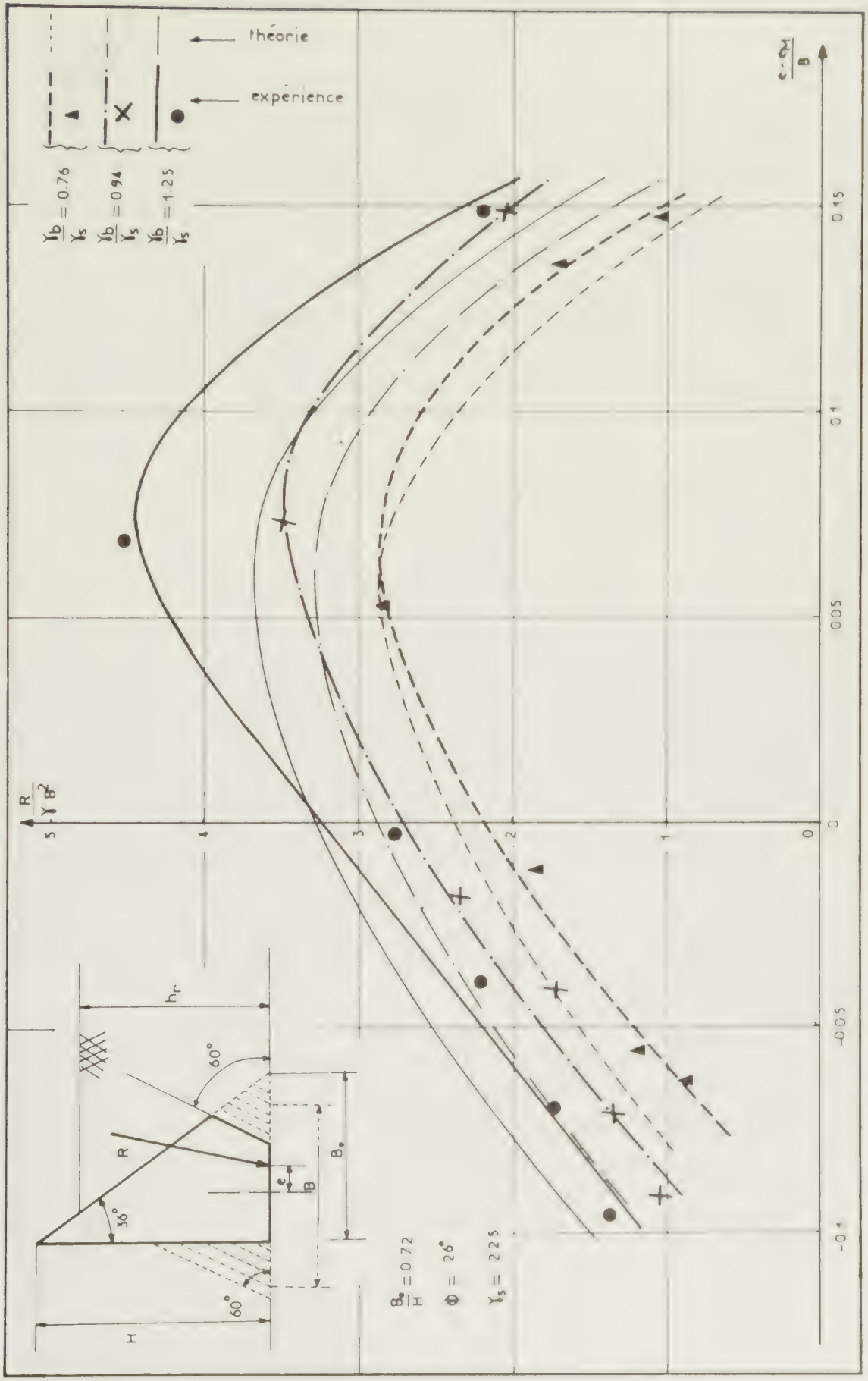
GRAPHIQUE 3-42



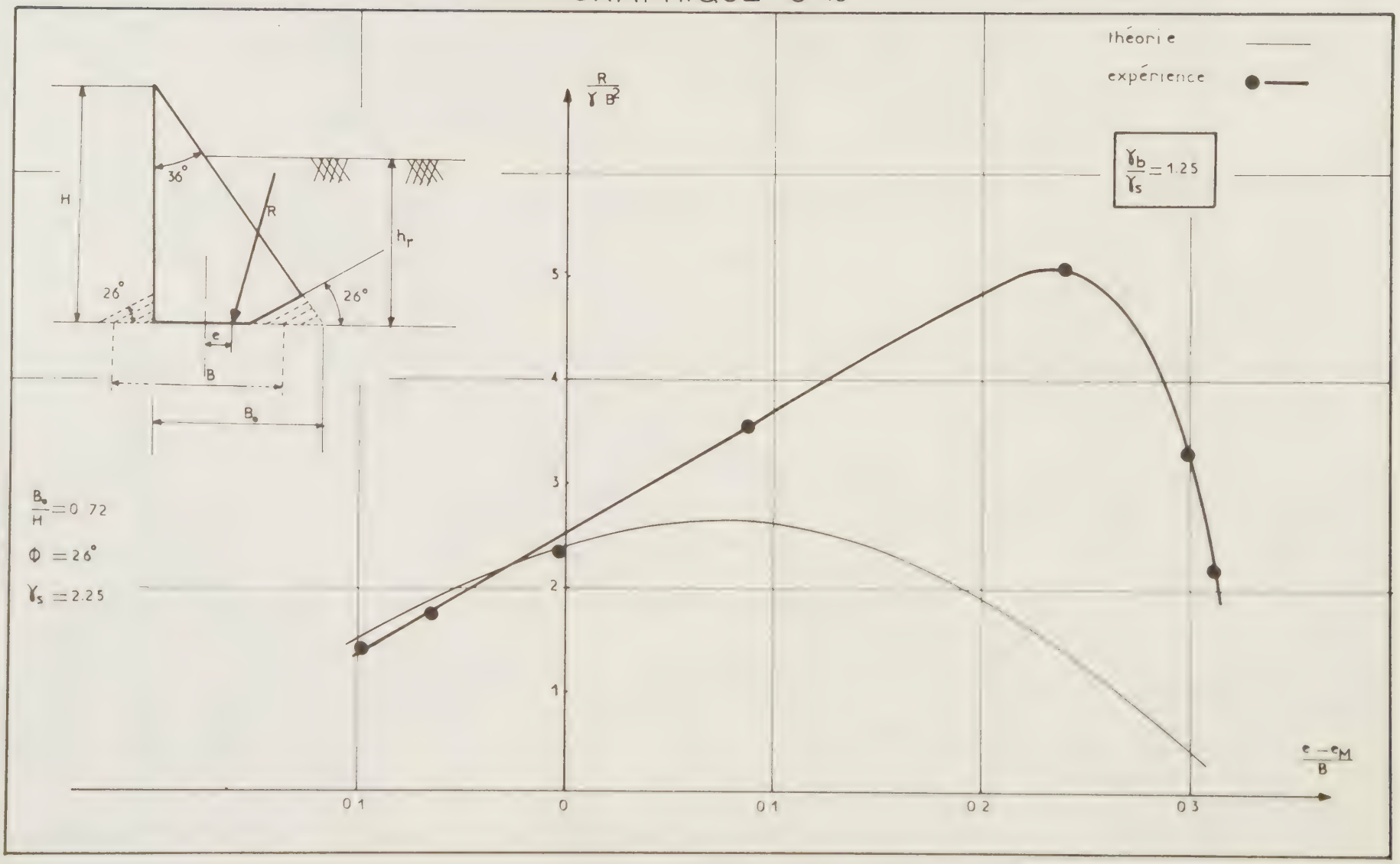
GRAPHIQUE 3-43



GRAPHIQUE 3-44



GRAPHIQUE 3-45



est très rapide. Dans le cas où $\alpha = 26°$ (graphique 3.45), la valeur de $\frac{R}{B^2}$ max est obtenue pour $\frac{e - e_M}{B}$ de l'ordre de 0,24. Nous avons tracé les valeurs théoriques de $\frac{R}{B^2}$, ce qui nous permet de constater l'écart très important qui existe entre l'expérience et la théorie.

Les résultats trouvés pour $\alpha = 26°$ sont assez surprenants ; si nous remarquons, de plus, les valeurs très faibles des coefficients de sécurité (tableau 15), nous pouvons penser que les hypothèses de calcul sont à revoir. Dans le paragraphe qui va suivre, nous allons, entre autres, nous attacher à résoudre ce problème.

3.2. Interprétation des résultats

Reportons nous aux tableaux 9 à 16 qui regroupent tous les résultats. Les coefficients de sécurité au renversement et au glissement ont des valeurs très importantes qui ne reflètent pas la réalité, nous avons déjà expliqué pourquoi. Les autres coefficients de sécurité ont des valeurs proches de 1 et même supérieures pour des excentricités de la résultante R négatives ou proches de e_M. Par contre, pour des excentricités fortement positives, les coefficients de sécurité trouvés sont très faibles (alors que les expériences sont réalisées à la rupture et que, par conséquent, tous les coefficients de sécurité devraient être égaux à 1) :

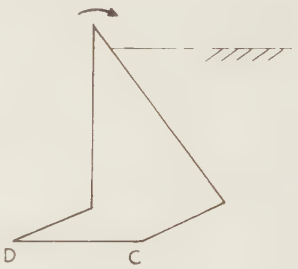
. Pour $e \leqslant e_M$, les murs subissent une rotation vers le côté aval et la théorie est en accord avec les expériences.

. Pour $e > e_M$, les murs subissent une rotation vers le remblai et la théorie est en désaccord avec les expériences. Ceci est d'autant plus vrai que l'angle α de coupure est faible. Pour $\alpha = 26°$, dans les cas où les coefficients de sécurité sur la force portante sont très faibles, nous avons étudié la stabilité d'ensemble du massif ; à cette fin, nous avons calculé des coefficients de sécurité F_f, par la méthode de Fellenius (tableaux 14 et 15) et nous avons trouvé des valeurs très acceptables et proches de l'unité ; l'incertitude porte donc sur le calcul de la stabilité du mur et non de l'ensemble du massif.

On peut expliquer de deux façons la faible valeur des coefficients de sécurité : soit la réaction des terres sur le mur est surestimée, soit la force portante est sous-estimée. Il serait tout de même étonnant que la réaction sur le mur soit surestimée dans de telles proportions, du fait qu'il s'agit d'une poussée; par contre, le profil sur lequel agit cette poussée n'est peut être pas celui que nous avons choisi, ce qui peut modifier notablement l'inclinaison et l'excentricité de la résultante R sur la base.

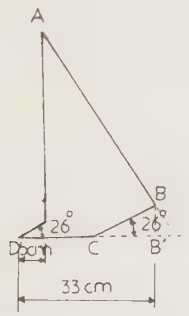
La force portante peut être sous-estimée, surtout lorsque $\alpha = 26°$.

En effet, dans ce cas là, nous avons choisi comme base $B = \overline{CD}$. Or, lorsque le mur bascule vers le remblai (cas du tableau 15), il exerce sous la partie BC, des pressions qui, du fait de son mouvement, dépassent la poussée et peuvent même atteindre la butée. Il s'ensuit une erreur dans le calcul de la poussée et de la résultante R.



Nous avons, à titre de vérification, calculé des deux derniers murs du tableau 15, en prenant comme profil sur lequel agit la poussée, ABB', et comme base DB' :

1er mur :



avec les nouvelles hypothèses, on trouve :

$R_v = 2360$ g

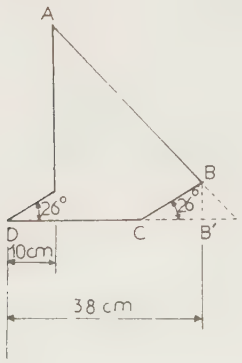
$\frac{e}{B} = -0,045$

$Q_v = 7050$ g $\qquad F_1 = 3$

alors que par les hypothèses précédentes,

$F_1 = 0,158$

2ème mur :



$R_v = 2540$ g

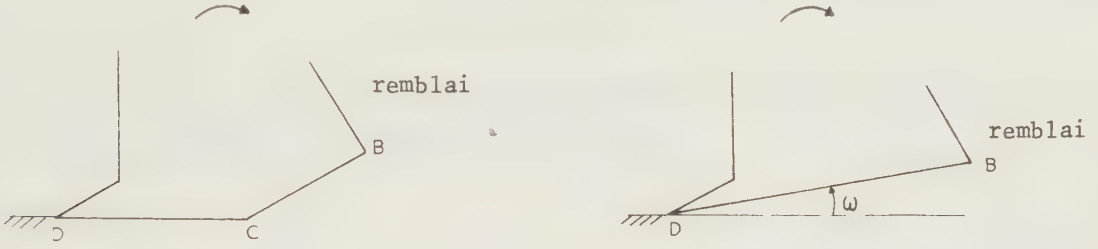
$\frac{e}{B} = 0,016$

$Q_v = 9700$ g $\qquad F_1 = 3,8$

avec les autres hypothèses,

$F_1 = 0,127$

Les résultats obtenus par les deux méthodes sont totalement différents. Toutefois, les valeurs de F_1 trouvées par la dernière méthode sont trop fortes ; Q_v est surestimé, ce qui est normal puisque la chaise a été totalement incluse dans la base. Nous pensons que l'hypothèse juste consisterait à considérer le cas d'une base inclinée du côté opposé au remblai, qui conduirait à déterminer des coefficients minorateurs de la force portante, par rapport à une base horizontale :



Les graphiques 3.43, 3.44, 3.45 sur lesquels nous avons reporté $\frac{R}{\gamma B^2}$ en fonction de $\frac{e - e_M}{B}$, montrent la différence existant entre la théorie et l'expérience. Cette différence, comme nous venons de le souligner, est très importante dans le cas des fortes valeurs de $\frac{e - e_M}{B}$, surtout pour $\alpha = 26°$. Ceci indique bien le rôle joué par la partie BC qui, lorsque le mur tourne du côté du remblai peut mobiliser la butée, en faussant de ce fait, les hypothèses de calcul valables lorsque le mur tourne en sens inverse. ($e < e_M$).

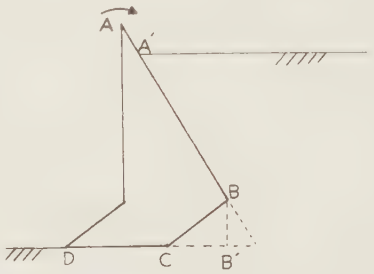
Dans le tableau 16, se trouvent des expériences annexes réalisées avec des murs tels que $\lambda = 25°$. Ces murs sont inclinés de 10° ($\alpha = 60°$) vers le remblai, ce qui a pour but de diminuer l'excentricité de la résultante, donc d'augmenter la force portante et la hauteur de rupture. Ceci est en accord avec les résultats de TRAN-VO-NHIEM (réf.27). Nous avons réalisé d'autres expériences sur des murs tels que $\lambda = 25°$ et $\alpha = 26°$; nous sommes arrivés à des conclusions analogues lorsque le mur tourne du côté du remblai.

3.3. Conclusions

La théorie nous apprend que si e se rapproche de e_M et si la base augmente, la force portante et la hauteur de rupture h_r augmentent. Dans nos expériences, la plus forte valeur de h_r n'est pas toujours obtenue pour des valeurs de e proches de e_M et pour les plus fortes valeurs de B, mais bien souvent pour des valeurs de $\frac{e - e_M}{B}$ assez fortement positives.

On voit combien il est délicat de dissocier le calcul de la force portante et celui de la poussée ; en fait, ces deux calculs sont liés comme nous avons pu le constater pour le cas suivant :

. Si on considère que BC n'intervient pas dans la base et si on calcule la poussée sur ABC, ceci conduit à $F_1 \ll 1$.

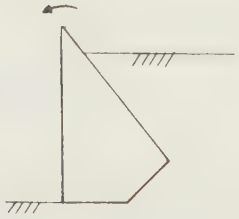


. Si on calcule la poussée sur ABB' et si on prend comme base DB', on trouve $F_1 \gg 1$.

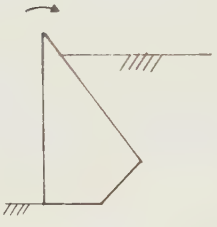
Le vrai calcul pour lequel $F_1 = 1$, se situe entre ces deux cas extrêmes, car la pression s'exerce sur tout le contour A'BCD en contact avec les terres. Malheureusement, aucune méthode de calcul ne nous permet d'écrire de manière rigoureuse, l'équilibre du massif ABCDA, soumis à la pression des terres le long de A'BDC et à son propre poids.

Chaque forme de mur constitue un cas particulier ; toutefois, nous avons pu classer le calcul de la résistance à la stabilité d'un mur selon son sens de rotation :

. Si le mur tourne du côté opposé au remblai, le calcul usuel est valable, comme nous l'avons constaté dans les tableaux.

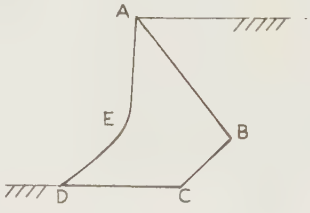


. Si le mur tourne vers le remblai, le calcul usuel conduit à des valeurs trop faibles de la force portante ; la stabilité du mur est sous-estimée ; une partie du sol, lors du mouvement du mur, peut entrer en butée et augmenter la stabilité.



Il est donc très important de connaître le sens de rotation d'un mur. Ce sens de rotation dépend de la forme du mur. En effet :

⟶ La forme de son parement amont en contact avec le sol, ABC, détermine la valeur de la poussée P.



⟶ D'autre part, la forme aval du mur, AED, agit sur le poids W.

La somme P + W nous donne la résultante R sur la base, qui, par son excentricité, détermine le mouvement du mur.

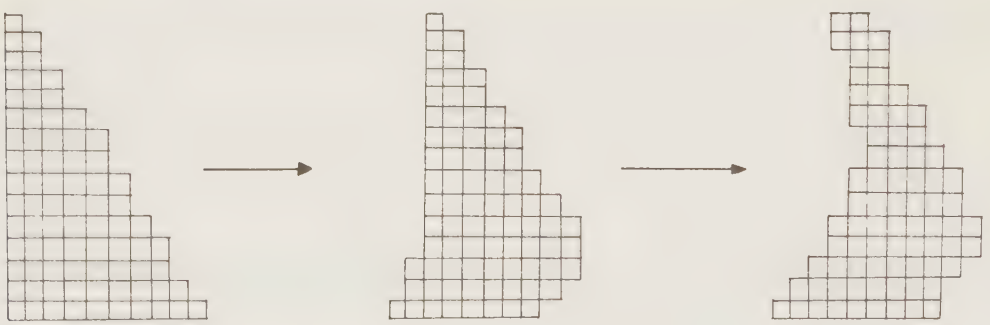
Dans la partie suivante, nous allons nous attacher plus particulièrement à l'étude de l'influence de la forme d'un mur sur sa stabilité.

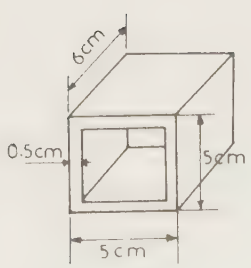
D. MURS DE FORMES QUELCONQUES

Tout comme dans les paragraphes précédents, les expériences dont il est question sont réalisées, sauf indication contraire, sur le milieu analogique bidimensionnel constitué par des rouleaux en duralumin de caractéristiques : $\phi = 26°$, $c = 0$, $\gamma_s = 2{,}25\ g/cm^3$. Tous les calculs sont effectués pour une longueur égale à 1 cm. Tous les murs ont une hauteur $H = 50$ cm et une base $B = 35$ cm.

1. Présentation des essais

Nous avons étudié jusqu'à présent des murs de formes variées : murs cantilevers, triangulaires, à stabilisateur arrière, murs tronqués ; toutes les formes de ces murs étaient fixées à priori. Or, nous avons pu, avec les essais présentés dans la partie précédente, nous rendre compte de l'importance de la forme. Pour étudier ceci, sans pour autant construire un nouveau modèle correspondant à chaque forme, nous avons pensé à fabriquer des modèles de murs avec des éléments juxtaposables qu'il est possible de réutiliser de nombreuses fois, afin de modifier à volonté la forme d'un mur :





Les éléments utilisés sont des tubes évidés en acier, de section carrée de 5 cm de côté ; leur longueur est de 6 cm, afin de conserver un rapport $\frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 1{,}27$, sensiblement égal au rapport moyen de la masse volumique du béton armé, à la masse volumique des terres

(γ_b : masse volumique des éléments du mur ; γ_s : masse volumique du sol analogique). Ces éléments sont reliés entre eux par des pinces aclées disposées sur leurs quatre faces assurant de ce fait, une bonne rigidité (voir photos de murs en annexe).

Ce procédé nous permettant de transformer à volonté la forme des murs, nous avons étudié la stabilité d'environ une centaine de murs poids de formes diverses, sans aucun souci d'esthétique et sans nous préoccuper de la facilité de mise en oeuvre (le nombre de paramètres étant déjà trop important).

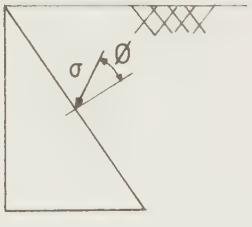
Nous allons, dans les paragraphes suivants, analyser les résultats de ces différentes expériences.

2. Recherche de la forme optimale

2.1. Expériences réalisées et calculs

2.1.1. Généralités

Nous avons étudié un très grand nombre de murs poids de formes différentes ; sur chacun de ces murs étaient collés, sur la partie en contact avec le remblai, des rouleaux permettant de mobiliser un frottement sol-paroi, maximum ; nous prenons dans tous nos calculs $\delta = \phi = 26°$. En augmentant la hauteur de rouleaux derrière le mur, nous déterminions la hauteur de rupture h_r ; lorsque h_r dépassait la hauteur H du mur, nous utilisions des surcharges métalliques que nous exprimons, dans nos tableaux, en cm de rouleaux.

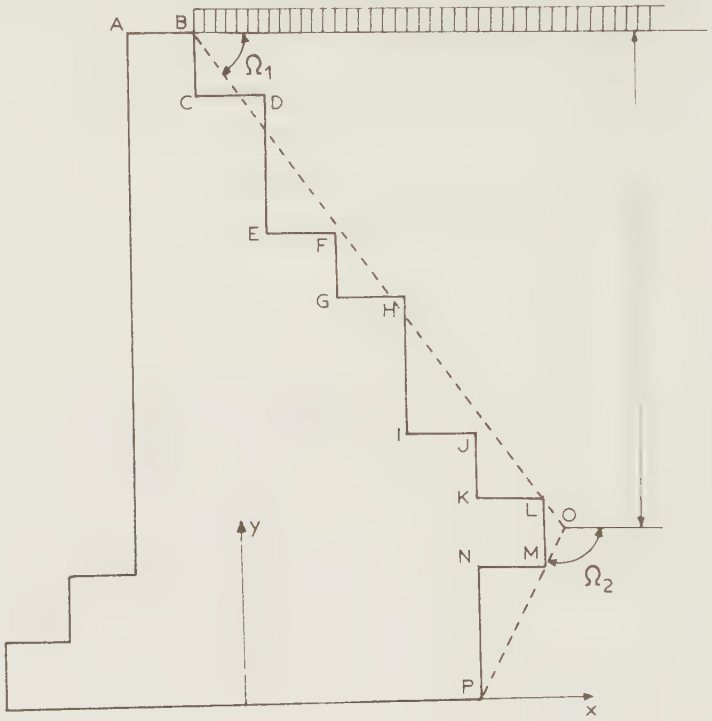


Nous avons remarqué, dans tous les cas, lors des ruptures, que le sol descendait par rapport au mur, de sorte que nous avons pris l'orientation des contraintes donnée sur le schéma ci-contre.

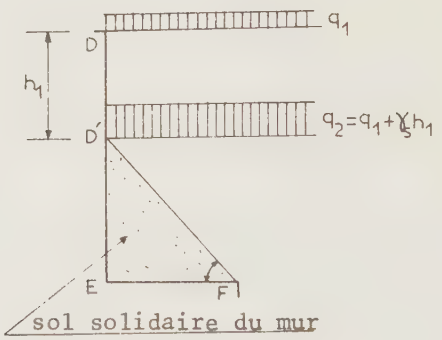
Ayant le sens et l'inclinaison des contraintes de poussée, il suffit de se donner le profil sur lequel agissent ces contraintes pour calculer la poussée sur le mur. La poussée, combinée au poids du mur, détermine la résultante sur la base avec son inclinaison et son excentricité. Il est alors possible de calculer les coefficients de sécurité définis dans la partie A de ce chapitre F_1, F_2, F.

2.1.2. Exemple de calcul

Tous les murs étudiés ayant des formes très compliquées, il convenait de choisir un profil simple pour le calcul de la poussée. Nous allons donner l'exemple de calcul du mur B_1 (tableau 17 et annexe 2). A la rupture, ce mur supporte une surcharge de 7,5 cm de rouleaux.



Le calcul rigoureux de la poussée le long du profil exact en contact avec le sol serait trop compliqué. Il faudrait calculer la poussée sur chaque tronçon B C D, D E F, etc... par exemple, pour le tronçon D E F, le calcul se divise en deux :



- calcul sur D D' en milieu pesant et milieu non pesant avec la surcharge q_1.

- calcul sur D' F en milieu pesant et non pesant avec la surcharge q_2.

- EXEMPLE DE CALCUL -

calcul pression	milieu	angle	coef. poussée	surcharge	poussée	point d'application
BO = 43 cm	pesant	$\Omega_1 = 55°$	$K_1 = 0.55$	—	$P_1 = \frac{1}{2} K_1 \gamma \overline{BO}^2 = 1150\,g$	$\frac{1}{3}\overline{BO}$
	non pesant		$K_3 = 0.65$	$q_1 = 7.5$ cm	$P_3 = K_3 \gamma \overline{BO}\, q_1 = 510\,g$	$\frac{1}{2}\overline{BO}$
OP = 14 cm	pesant	$\Omega_2 = 117°$	$K_2 = 0.22$	—	$P_2 = \frac{1}{2} K_2 \gamma \overline{OP}^2 = 48\,g$	$\frac{1}{3}\overline{OP}$
	non pesant		$K_4 = 0.23$	$q_2 = 45$ cm	$P_4 = K_4 \gamma \overline{OP}\, q_2 = 270\,g$	$\frac{1}{2}\overline{OP}$

$W = 3000\,g$; centre de gravité G : $\begin{cases} \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = 2.7\,cm \\ \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = 18.2\,cm \end{cases}$

par construction géométrique : $\vec{R} = \vec{P_1} + \vec{P_2} + \vec{P_3} + \vec{P_4} + \vec{W}$

$\begin{cases} R = 4600\,g \\ \delta = 15° \\ e = 0.5\,cm \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} R_v = 4440\,g \\ N_{\gamma\delta} = 3.2 \\ \frac{e_M}{B} = 0.012 \longrightarrow r_{\gamma e} = 0.99 \end{cases}$

$\Longrightarrow Q_v = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_{\gamma\delta} r_{\gamma e} = 4570\,g$

<u>calcul des coefficients de securité</u> :

$$F_1 = \frac{Q_v}{R_v} = 1.03$$

$$F_2 = \frac{\overline{CA'}}{\overline{CA}} = 1.01$$

$$N_{\gamma\delta 1} = \frac{3.2 \;\; 4440}{4570} = 3.1 \longrightarrow \phi_1 = 25°9 \longrightarrow F_1 = \frac{tg\phi}{tg\phi_1} \simeq 1$$

Pour simplifier, nous avons supposé que la poussée s'exerçait sur les segments de droites, BL, LM et MP ; ceci n'introduit pas une erreur importante, car certaines zones de sol sont solidaires du mur. Il restait tout de même 6 composantes de la poussée à calculer (milieu pesant et non pesant). Pour simplifier encore, sans introduire une erreur notable, nous avons pensé que la longueur LM étant très faible, il suffisait de calculer la poussée le long des segments de droites BO et OP, ce qui réduisait le calcul de la poussée à 4 composantes.

En utilisant les coefficients de poussée de CAQUOT et les coefficients donnés par le graphique 3.29, il vient (voir tableau ci-contre).

. Poussée en milieu pesant sur BO : P_1 = 1150 g

. Poussée en milieu pesant sur ON : P_3 = 48 g

. Poussée en milieu non pesant sur BO : P_2 = 510 g

. Poussée en milieu non pesant sur ON : P_4 = 270 g

. Poids du mur : W = 3000 g

En composant ces différentes forces, on obtient :

— La résultante sur la base R = 4600 g

— L'inclinaison de R δ = 15°

— L'excentricité de R e = 0,5 cm

Nous avons effectué des calculs semblables pour chaque forme de mur et nous avons regroupé tous ces résultats dans les tableaux 17 à 23. Dans ces tableaux, nous désignons les murs par les numéros de leur série ; nous reportons la cinématique par rapport aux axes représentés sur le schéma ci-contre (X et Y représentent les coordonnées du centre de rotation, l'angle de rotation du mur). Figurent aussi la résultante, la force portante et les coefficients de sécurité. La forme des murs correspondant avec les poids et les hauteurs de rupture se trouvent dans les annexes 2 à 13, sur lesquelles la position des

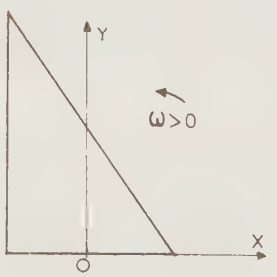


TABLEAU 17

	cinématique			résulante					force portante				coefficients de sécurité				
mur	X cm	Y cm	ω°	δ°	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	F_g	F_r	F_1	F_2	F
A_1	13	-49	4°	10°	-3	-0.086	4200	4150	5.5	0.006	0.68	5250	2.76	∞	1.26	1.24	1.07
A_2	13	-80	10°	12°5	-2	-0.057	4300	4200	4.2	0.008	0.76	4460	2.20	∞	1.06	1.03	1.01
A_3	50	-450	1°	14°	0	0	4150	4020	3.5	0.01	0.96	4700	1.96	∞	1.17	1.11	1.04
A_4	-∞	+∞	0°	16°	0.5	0.014	4050	3900	2.8	0.013	0.995	3900	1.70	∞	1	1	1
A_5	-28	130	-1°	15°	1.5	0.043	3750	3620	3.2	0.012	0.88	3950	1.82	∞	1.09	1.04	1.02
A_6	-25	120	-1°	17°	1.5	0.043	3700	3540	2.3	0.014	0.885	2850	1.59	45	0.81	0.90	0.97
A_7	-14	120	-5°5	16°5	1.5	0.043	3700	3550	2.6	0.013	0.79	2880	1.62	53	0.81	0.88	0.94
B_1	-∞	∞	0°	15°	0.5	0.014	4600	4440	3.2	0.012	0.99	4570	1.82	∞	1.03	1.01	1
B_2	-27	97	-7°5	15°5	4	0.114	4650	4480	3	0.012	0.63	2700	1.76	∞	0.61	0.68	0.87
B_3	-35	70	-6°5	14°5	2.2	0.063	4150	4000	3.3	0.011	0.8	3700	1.89	∞	0.93	0.96	0.99
B_4	-∞	∞	0°	15°5	0.7	0.02	4750	4570	3	0.012	0.96	4030	1.76	∞	0.89	0.92	0.97

TABLEAU 18

	cinématique			résultante					force portante				coefficients de sécurité				
mur	X cm	Y cm	ω°	δ°	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	F_g	F_r	F_1	F_2	F
B_5	-40	125	-7°	13°	3.5	0.1	5200	5060	4	0.009	0.67	3750	2.12	19.3	0.74	0.78	0.89
B_6	-28	76	-8°	7°	4.5	0.128	5000	4950	7	0.005	0.57	5580	4.00	∞	1.12	1.09	1.03
B_7	-37	118	-3°5	14°	4	0.114	5000	4850	3.5	0.01	0.63	3100	1.96	∞	0.64	0.72	0.89
B_8	∞	-∞	0°	15°	1	0.028	4800	4630	3.2	0.012	0.94	4200	1.82	∞	0.91	0.96	0.99
B_9	-∞	∞	0°	14°5	1	0.028	4600	4450	3.3	0.011	0.93	4300	1.89	∞	0.97	0.98	0.99
B_{10}	∞	-∞	0°	15°	1	0.028	4800	4630	3.2	0.012	0.94	4200	1.82	∞	0.91	0.96	0.99
C_1	-34	108	-5°	14°5	3.5	0.10	5150	4990	3.3	0.011	0.67	3100	1.89	∞	0.63	0.73	0.89
C_2	-22	81	-7°	12°	4.5	0.128	4700	4600	4.5	0.008	0.57	3600	2.30	∞	0.78	0.80	0.94
C_3	-43	105	-4°5	14°	4.5	0.128	4800	4660	3.5	0.01	0.58	2850	1.96	∞	0.62	0.81	0.90
C_4	-21	12	-10°	14°	4.5	0.128	4600	4460	3.5	0.01	0.58	2850	1.96	∞	0.64	0.83	0.91
C_5	-47	220	-3°	14°	4	0.114	5000	4850	3.5	0.01	0.62	3040	1.96	∞	0.63	0.83	0.90

TABLEAU 19

	cinématique			résultante					force portante				coefficients de sécurité				
mur	X cm	Y cm	ω°	δ°	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	F_g	F_r	F_1	F_2	F
C_6	∞	$-\infty$	0°	13°5	1	0.028	4300	4180	3.8	0.01	0.93	4950	2.03	∞	1.18	1.15	1.03
C_7	18	-131	5°	16°	-0.5	-0.014	3600	3460	2.8	0.013	0.895	3500	1.70	∞	1.01	1	1
C_8	17	-140	4°5	16°5	0	0	3550	3400	2.5	0.013	0.95	3320	1.65	∞	0.98	1	1
C_9	18	-107	6°	16°	0	0	3400	3270	2.8	0.013	0.95	3720	1.70	∞	1.13	1.05	1.02
C_{10}				18°5	5	0.14	3600	3410	2	0.015	0.56	1570	1.46	∞	0.46	0.64	0.83
C_{11}	6	-45	17°	12°	-4.5	-0.128	4200	4110	4.5	0.008	0.54	3400	2.30	∞	0.83	0.85	0.94
C_{12}	7	-38	4°	7°5	-3	-0.086	3850	3810	6.6	0.005	0.665	6150	3.71	∞	1.61	1.75	1.15
C_{13}	75	-52	9°	11°5	-2	-0.057	3850	3770	4.75	0.008	0.76	5050	2.40	∞	1.34	1.15	1.08
C_{14}	15	-100	7°5	15°5	-1	-0.028	3700	3560	3	0.012	0.85	3570	1.76	∞	1	1	1
C_{15}	-225	170	-3°	16°	1.8	0.051	2600	2500	2.8	0.013	0.85	3320	1.70	∞	1.33	1.13	1.04
C_{16}	-6	59	-19°	21°5	6.5	0.185	2650	2460	1.3	0.027	0.45	820	1.24	∞	0.33	0.59	0.80

TABLEAU 20

	cinématique			résultante					force portante				coefficients de sécurité				
mur	X cm	Y cm	$\omega°$	$\delta°$	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	F_g	F_r	F_1	F_2	F
C_{17}	13	-78	6°5	13°5	1	0.028	3800	3690	3.75	0.01	0.93	4800	2.03	∞	1.30	1.21	1.05
C_{18}	18	-96	8°	16°5	-1.5	-0.043	3350	3210	2.5	0.013	0.79	2770	1.65	∞	0.87	0.90	0.98
C_{19}	-11.5	90	-7°5	19°	2	0.057	2900	2740	1.8	0.022	0.87	2200	1.41	∞	0.81	0.87	0.96
C_{20}	-2	32	-17°	10°	10	0.28	2250	2210	5.5	0.066	0.2	1550	2.77	∞	0.70	0.50	0.90
D_2	12.5	-85	7°	12°5	-2	-0.057	4050	3950	4.3	0.008	0.77	4650	2.2	∞	1.17	1.12	1.04
D_3	13	-100	9°5	16°	-2	-0.057	3950	3800	2.8	0.013	0.75	2950	1.70	∞	0.78	0.89	0.94
D_4	17	-90	7°	16°	-2	-0.057	3800	3650	2.8	0.013	0.75	2950	1.70	∞	0.80	0.91	0.96
E_1	40	-180	4°	17°	-2.5	-0.071	4400	4200	2.3	0.014	0.71	2300	1.6	∞	0.55	0.75	0.86
E_2	38	320	2°	15°5	-1	-0.029	3800	3650	3	0.012	0.84	3500	1.75	∞	0.96	0.98	0.99
E_3	∞	-∞	0°	19°	0.5	0.014	3200	3000	1.8	0.022	0.96	2400	1.41	∞	0.80	0.95	0.97
E_4	-225	165	-2°	18°5	1.5	0.043	2800	2650	2	0.02	0.91	2550	1.46	∞	0.96	0.99	0.99

TABLEAU 21

	cinématique			résultante					force portante				coefficients de sécurité				
mur	X cm	Y cm	$\omega°$	$\delta°$	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	F_g	F_r	F_1	F_2	F
F_2	-5.5	89	-7°5	20°	3	0.086	2700	2540	1.5	0.027	0.77	1620	1.34	150	0.64	0.79	0.88
F_3	-7.5	127	-6°5	21°	2	0.058	2500	2330	1.3	0.036	0.90	1640	1.27	∞	0.71	0.83	0.92
F_4	1	61	-9°5	22°	3	0.086	2000	1850	1	0.046	0.83	1160	1.20	∞	0.63	0.81	0.92
G_1	-11	54	-13°5	12°	4.6	0.131	3500	3420	4.5	0.008	0.57	3600	2.3	15.9	1.03	1.01	1.01
G_2	-14	74	-14°	20°	2.5	0.071	3300	3100	1.5	0.027	0.82	1750	1.34	11	0.57	0.74	0.90
G_3	-4	5	-15°	22°	3.5	0.1	2900	2590	1	0.046	0.78	1100	1.2	11.1	0.43	0.71	0.80
G_4	-2	47	-14°	19°	4.7	0.134	2050	1940	1.8	0.022	0.6	1520	1.37	14.8	0.79	0.80	0.92
H_1	-11	66	-11°5	15°	6	0.171	3400	3280	3.2	0.012	0.47	2100	1.82	13.3	0.64	0.89	0.90
H_2	-11	62	-12°5	18°	5	0.142	2900	2750	2.1	0.017	0.56	1650	1.50	10.9	0.60	0.77	0.88
H_3	-7	78	-12°	22°	3	0.086	2550	2360	1	0.046	0.83	1160	1.20	9	0.50	0.76	0.87
H_4	4	61	-14°	20°	7	0.2	2000	1880	1.5	0.027	0.41	860	1.34	14	0.43	0.74	0.81

TABLEAU 22

	cinématique			résultante					force portante				coefficients de sécurité				
mur	X cm	Y cm	ω°	δ°	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	F_g	F_r	F_1	F_2	F
I_1	-9	74	-10°	14°	7.5	0.21	3200	3100	3.5	0.01	0.35	1720	1.95	7.1	0.56	0.63	0.86
I_2	-7	59	-15°5	18°	6.5	0.185	2550	2420	2.1	0.017	0.44	1300	1.5	5.9	0.54	0.68	0.86
I_3	-3	50	-11°5	18°	8	0.23	2100	2000	2.1	0.017	0.32	950	1.5	6	0.48	0.65	0.84
I_4	instable														0	0	0
J_1	-40	140	-2°6	13°	0.7	0.02	6000	5840	4	0.009	0.96	5400	2.1	∞	0.93	0.95	0.97
J_2	-22.5	83	-6°5	13°5	2.5	0.071	5700	5550	3.8	0.01	0.78	4200	2.03	∞	0.74	0.80	0.92
J_3	-17	62	-14°	17°5	5	0.143	4550	4330	2.2	0.015	0.55	1700	1.55	∞	0.4	0.48	0.81
J_4	-14	57	-19°	19°	5.5	0.157	4400	4150	1.8	0.022	0.53	1350	1.41	∞	0.33	0.48	0.78
J_5	-15	85	-8°4	18°7	4.5	0.128	3800	3600	1.9	0.021	0.61	1630	1.44	∞	0.45	0.59	0.83
J_6				19°4	4.8	0.137	3800	3550	1.7	0.024	0.63	1500	1.38	∞	0.43	0.58	0.82
J_7	-6	43.5	-18°	18°5	6.8	0.195	3100	2900	1.9	0.02	0.41	1100	1.46	∞	0.38	0.47	0.78

TABLEAU 23

	cinématique			résultante					force portante				coefficients de sécurité				
mur	X cm	Y cm	ω°	δ°	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	F_g	F_r	F_1	F_2	F
K_1	$-\infty$	∞	0°	12°	1	0.029	6100	5950	4.5	0.008	0.91	5750	2.3	19.6	0.97	0.98	0.99
K_2				13°	3	0.086	5600	5450	4	0.009	0.72	4050	2.12	19.7	0.75	0.79	0.90
K_4	-28	106	$-8^\circ 5$	$15^\circ 5$	3.5	0.1	5450	5250	3	0.012	0.67	2820	1.77	18.2	0.55	0.63	0.86
K_5	-22	95	-11°	15°	4	0.114	5000	4820	3.2	0.012	0.63	2820	1.82	17.9	0.61	0.66	0.89
K_6	-24	90	-9°	15°	3.5	0.1	4500	4340	3.2	0.012	0.67	3000	1.82	17.3	0.69	0.77	0.92
K_7	-30	120	$-8^\circ 5$	15°	3.5	0.1	4650	4490	3.2	0.012	0.67	3000	1.82	16.6	0.67	0.74	0.91
K_8	-14	56	-11°	16°	4.5	0.128	3850	3700	2.8	0.013	0.58	2300	1.7	16.6	0.62	0.74	0.89
K_9	-22.5	115	-5°	16°	5	0.143	3800	3650	2.8	0.013	0.54	2120	1.7	16.5	0.60	0.73	0.89
K_{10}	-15	67	$-12^\circ 5$	$15^\circ 5$	4	0.114	4600	4430	3	0.012	0.63	2650	1.77	18	0.60	0.66	0.87
K_{11}	-19	76	-13°	15°	4.5	0.128	4800	4630	3.2	0.012	0.58	2600	1.82	17.1	0.56	0.74	0.91

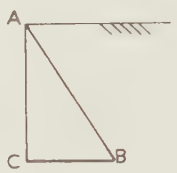
murs après rupture a été représentée en traits fins.

2.2. Expériences préliminaires

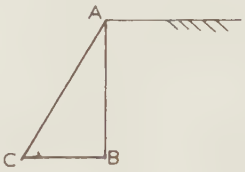
Dans une première série, A, nous étudions des murs dont l'excentricité de la résultante augmente. Afin de confirmer les résultats obtenus, tous les murs considérés dans la deuxième série, B, auront une excentricité positive. La troisième série C est consacrée aux murs dont le mouvement est quelconque, le poids pouvant varier.

2.2.1. Série A (tableau 17, annexe 2)

Le mur initial A_1 a la forme triangulaire suivante :



Nous retirons les éléments situés du côté opposé au remblai jusqu'à obtenir la forme :



Nous faisons ainsi varier l'excentricité de la résultante qui, fortement négative au début, devient positive par la suite. Le mur le plus stable est le mur A_7 ; par contre, le mur A_1 est peu stable. La résultante sur la base diminue de A_1 à A_7, alors que les poids de tous ces murs sont identiques ; ceci parce que la poussée la plus faible est exercée sur le mur A_7. La rotation du mur devient négative dès que l'excentricité est positive.

Il est à noter que les murs les plus stables sont ceux pour lesquels la rotation s'effectue dans le sens négatif, c'est-à-dire vers le remblai, l'excentricité étant positive.

2.2.2. Série B (tableaux 17 et 18, annexes 2 à 4)

Tous ces murs, lors de la rupture subissent une rotation négative ou nulle (translation). Les murs les plus stables (B_2, B_5, B_6, B_7) sont des murs dont l'excentricité est fortement positive ; le plus stable (B_6) a une très forte excentricité ($\frac{e}{B} = 0{,}128$).

De manière générale, les murs ayant une excentricité fortement positive conduisent à des valeurs faibles des coefficients de sécurité (exception faite du mur B_6 pour lequel la force portante théorique est très élevée du fait de la faible inclinaison de sa résultante).

Les murs B_5, B_6 et B_7 ont une forme identique; seule diffère la position du stabilisateur arrière ; nous pouvons observer que la hauteur de rupture augmente avec l'éloignement du stabilisateur par rapport à la base. Nous pensons qu'il en est ainsi parce que plus le stabilisateur est haut, plus l'inclinaison de la poussée sur la verticale diminue (annexe 3) ; il en est de même pour l'inclinaison de la résultante R et, de ce fait, la force portante augmente. C'est ce que nous montrent les résultats trouvés pour les murs B_5, B_6 et B_7 du tableau 18.

2.2.3. Série C (tableaux 18, 19, 20, annexes 4, 5, 6)

Dans cette série, les murs sont de poids variable.

Nous avons retiré par tâtonnements, un certain nombre d'éléments du mur B_5, en tentant de conserver la même hauteur de rupture ainsi que les mêmes inclinaisons et excentricités de la résultante R.

Le mur B_5 pesait 3000 g ; nous avons construit successivement C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 dont les poids vont en diminuant et qui supportent presque la même hauteur de rupture ; c'est ainsi que pour C_5 pour lequel W = 1950 g, h_r = 59 cm, alors que pour B_5, h_r = 60,5 cm. L'économie de matière paraît considérable par rapport à la perte minime de stabilité (ceci dépend bien sûr de la sécurité choisie).

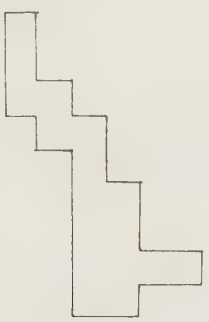
Le mur C_5 possède un stabilisateur arrière très long. Nous avons, pour les murs C_6, C_7, C_8, C_9, diminué successivement la longueur de ce stabilisateur, pour étudier son influence. Cette influence est énorme pour la stabilité. En effet, pour C_5, h_r = 59 cm, alors que pour C_9 qui n'a plus de stabilisateur, h_r = 46,5 cm. Ainsi, h_r ne cesse de décroître lorsqu'on diminue la longueur de ce stabilisateur.

Le stabilisateur a pour effet :

. de diminuer l'inclinaison de la résultante sur la verticale, ce qui augmente la force portante ;

. d'augmenter l'excentricité de la résultante, ce qui, bien qu'en désaccord avec la théorie, augmente la force portante par suite de la rotation du mur vers le remblai.

Nous nous sommes attachés, ensuite, à l'étude de la forme et de la position du rideau sur la base. Nous avons considéré (tout en conservant un stabilisateur) trois profils de rideau :



Profil n° 1

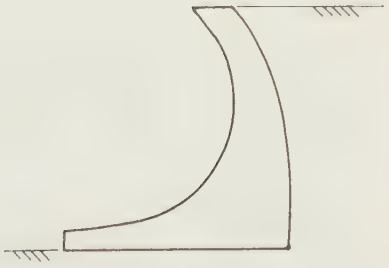
Profil n° 2

Profil n° 3

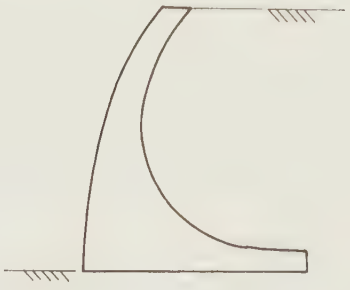
En déplaçant ces profils sur la base, nous constatons que le profil n° 1 donne une meilleure stabilité à l'ouvrage lorsqu'il est situé à l'extrémité amont de la base (comparer C_{10}) C_7, C_{11}, C_{12}) ; il en est de même pour le profil n° 2 (comparer C_{16} à C_{13}, C_{14}, C_{15}) ; par contre, le profil n° 3 donne une meilleure stabilité lorsqu'il est placé dans une position intermédiaire, proche de l'extrémité aval de la base (comparer C_{18} à C_{17}, C_{19}, C_{20}).

Il apparaît que la stabilité d'un ouvrage dépend très nettement de la forme du rideau et de sa position sur la base. C'est ainsi que :

. Si le rideau a une courbure aval (profil 1), il convient de le placer à l'extrémité amont de la base (mur C_{10}), ce qui conduit à une forme du type :



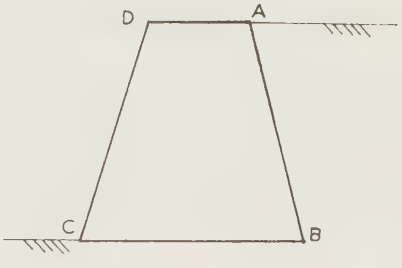
. Si le rideau a une courbure amont (profil 3), il faut le placer près de l'extrémité aval de la base (mur C_{18}), afin d'avoir une forme du type suivant :



2.3. Profil optimal

2.3.1. Expériences

Considérons un mur quelconque A B C D, construit avec nos éléments interchangeables. En retirant ou en ajoutant des éléments sur le côté DC sans modifier le côté AB (la poussée s'exercera toujours sur le même profil), il est possible de déterminer la forme la plus stable correspondant au profil AB en contact avec le remblai.



A la lumière de ceci et des expériences précédentes, nous allons nous fixer plusieurs murs dont les profils AB sont différents et, pour chaque profil, modifier la partie aval du mur, de manière à déterminer la forme de mur supportant le remblai le plus haut.

Nous nous sommes fixés les profils suivants, l'étude de chaque profil constituant une série d'expériences :

.. Série D :

Murs en surplomb prononcé vers l'aval

.. Série E :

Murs en surplomb peu prononcé vers l'aval

.. Série F :

Murs verticaux

.. Série G :

Murs légèrement inclinés vers l'amont

.. Série H :

Murs inclinés vers l'amont

.. Série I :

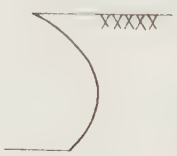
Murs fortement inclinés vers l'amont

.. Série J :

Murs convexes

.. Série K :

Murs fortement convexes

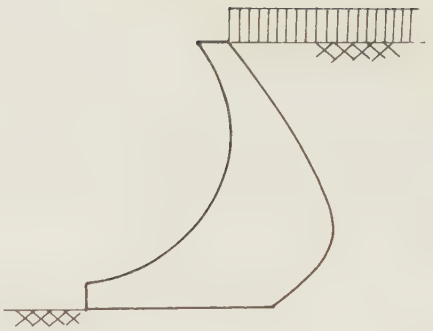


Les résultats se trouvent dans les annexes 6 à 11 et les tableaux 20 à 23. Il faut préciser que le mur D_1 n'est autre que A_1 ; de même, les murs F_1 et K_3 sont respectivement identiques à A_7 et B_5.

Nous donnons dans le tableau suivant la forme la plus stable de chacune des séries ($W \leqslant 3000$ g) :

Série	Mur le plus stable	h_r (cm)	W (gr)
D	D_3^*	50	2175
E	E_1	56	3000
F	F_1 (A_7)	58	3000
G	G_2	59	2700
H	H_3	55,5	2100
I	I_1	55	3000
J	J_4	62,5	2700
K	K_4	66	2700

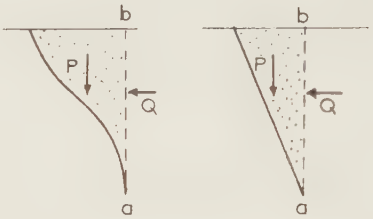
Le mur supportant le plus haut remblai est donc le mur K_4, dont la forme convexe approchée est la suivante :



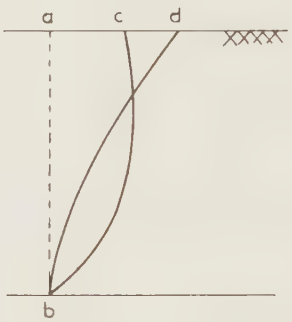
2.3.2. Discussion

2.3.2.1. Profil optimal

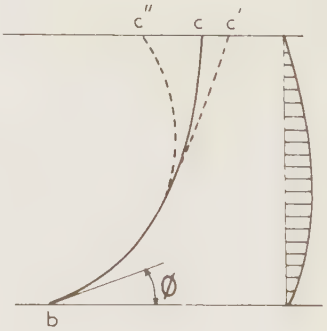
Les profils en surplomb vers l'aval, peuvent être éliminés car, à la poussée Q sur ab, s'ajoute le poids des terres en surplomb. Les seuls profils à droite de ab restent valables.



Considérons deux profils à droite de ab : le diagramme des poussées en milieu pesant pour le profil bd, conduira à de plus fortes réactions que pour le profil bc, car les zones de grande profondeur (proches de b) admettent de plus fortes contraintes. Par conséquent, c'est le profil bc que nous retiendrons.



A l'extrême, le meilleur profil serait celui pour lequel l'angle à la base serait égal à Ø, car dans ce cas, les pressions dues au milieu pesant tendent vers 0 à la base du mur. Vers le sommet du mur, la forme (bc, bc' ou bc") a peu d'importance, car les pressions pour les faibles profondeurs sont très faibles.



Les résultats de nos expériences sont bien en accord avec ces considérations d'ordre théorique, le mur optimal (K_4) ayant un profil semblable à bc. Il faut donc, à la base du mur, avoir un angle avec l'horizontale le plus proche de Ø afin de diminuer les poussées et d'augmenter la force portante ; ceci malheureusement pose des problèmes de fabrication et de mise en place qui ne sont pas du ressort de cette étude.

2.3.2.2. Etude économique

Nous avons déterminé expérimentalement les murs les plus stables pour chaque type de profil imposé, sans nous soucier du poids de ces murs ; or, stabilité et économie sont deux facteurs qui ne varient pas toujours dans le même sens.

Sur le graphique 3.46, nous avons reporté en coordonnées adimensionnelles la hauteur de rupture en fonction du poids pour chaque série d'expériences. De manière générale, h_r augmente avec W, mais il n'en est pas toujours ainsi. En fonction de la sécurité choisie et de l'économie imposée, il est possible de choisir la forme du mur.

Nous précisons que le poids du mur représente pour nous le facteur économie, mais nous sommes conscients du fait qu'un mur, bien que moins lourd qu'un autre, peut être plus coûteux par suite de certaines difficultés de mise en oeuvre ou par suite de parties en traction nécessitant un important ferraillage.

2.3.2.3. Comparaison entre la théorie et l'expérience

Sur les graphiques 3.47 et 3.48 sont reportés la projection verticale de la résultante sur la base, R_v en fonction de la hauteur de rupture, en coordonnées adimensionnelles, $\frac{R_v}{\gamma B^2}$ $(\frac{h_r}{H})$. Sur les graphiques 3.49 et 3.50, R_v est portée en fonction de l'excentricité : $\frac{R_v}{\gamma B^2}$ $(\frac{e - e_M}{B})$.

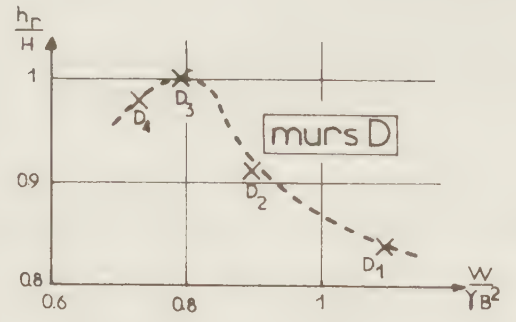
Nous remarquons la différence importante existant entre la théorie et l'expérience. Toutefois, lorsque e est proche de e_M, la différence s'amenuise et, dans le cas des murs D, la théorie admet des valeurs plus importantes.

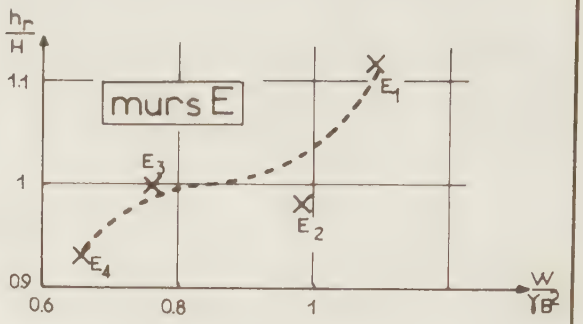
En nous reportant aux tableaux 17 à 23, aux annexes 2 à 11 et aux graphiques 3.47 à 3.50, nous pouvons énoncer les conclusions suivantes :

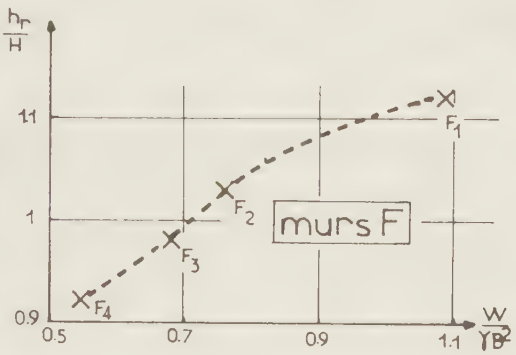
→lorsque $e < e_M$, le mur tourne dans le sens positif (côté opposé au remblai) ; les coefficients de sécurité F_1, F_2, F sont légèrement supérieurs à 1 et la théorie donne des valeurs supérieures à l'expérience. Ce cas est dangereux car la théorie ne nous place pas en sécurité.

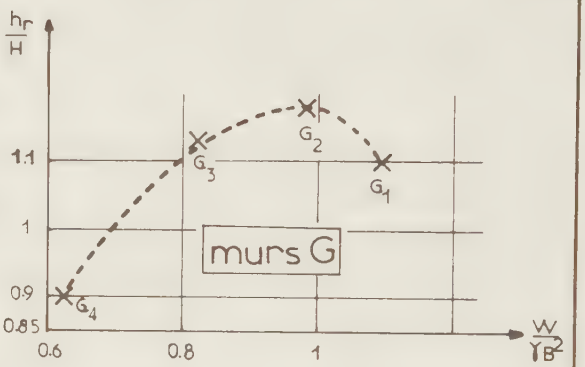
GRAPHIQUE 3-46

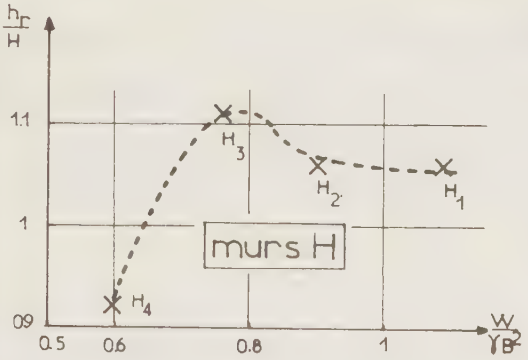
STABILITE DES MURS DE POIDS VARIABLE

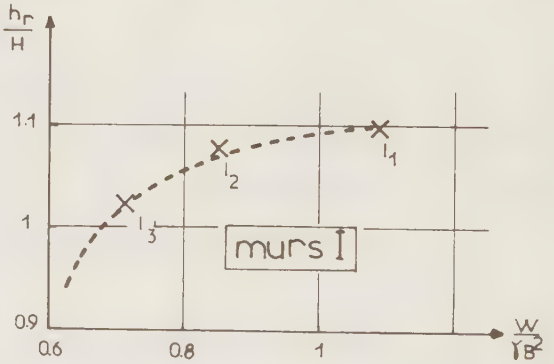


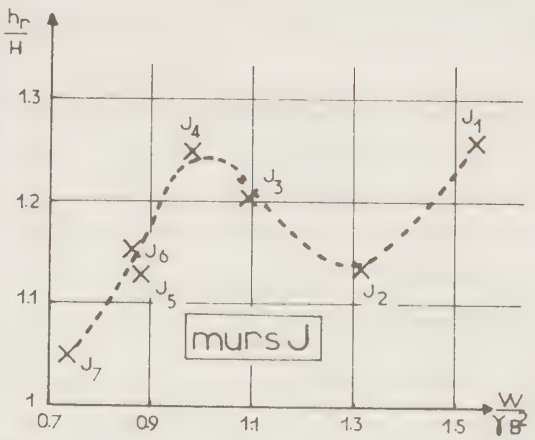


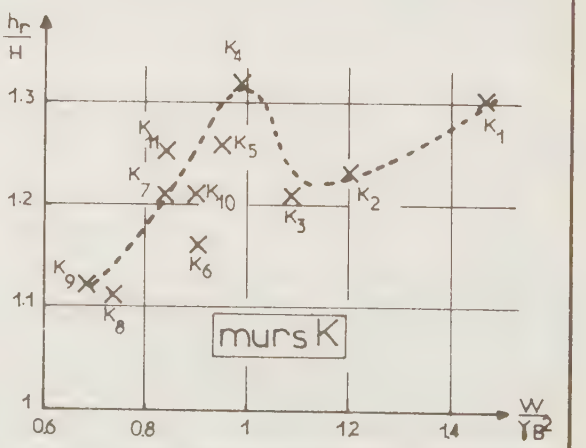




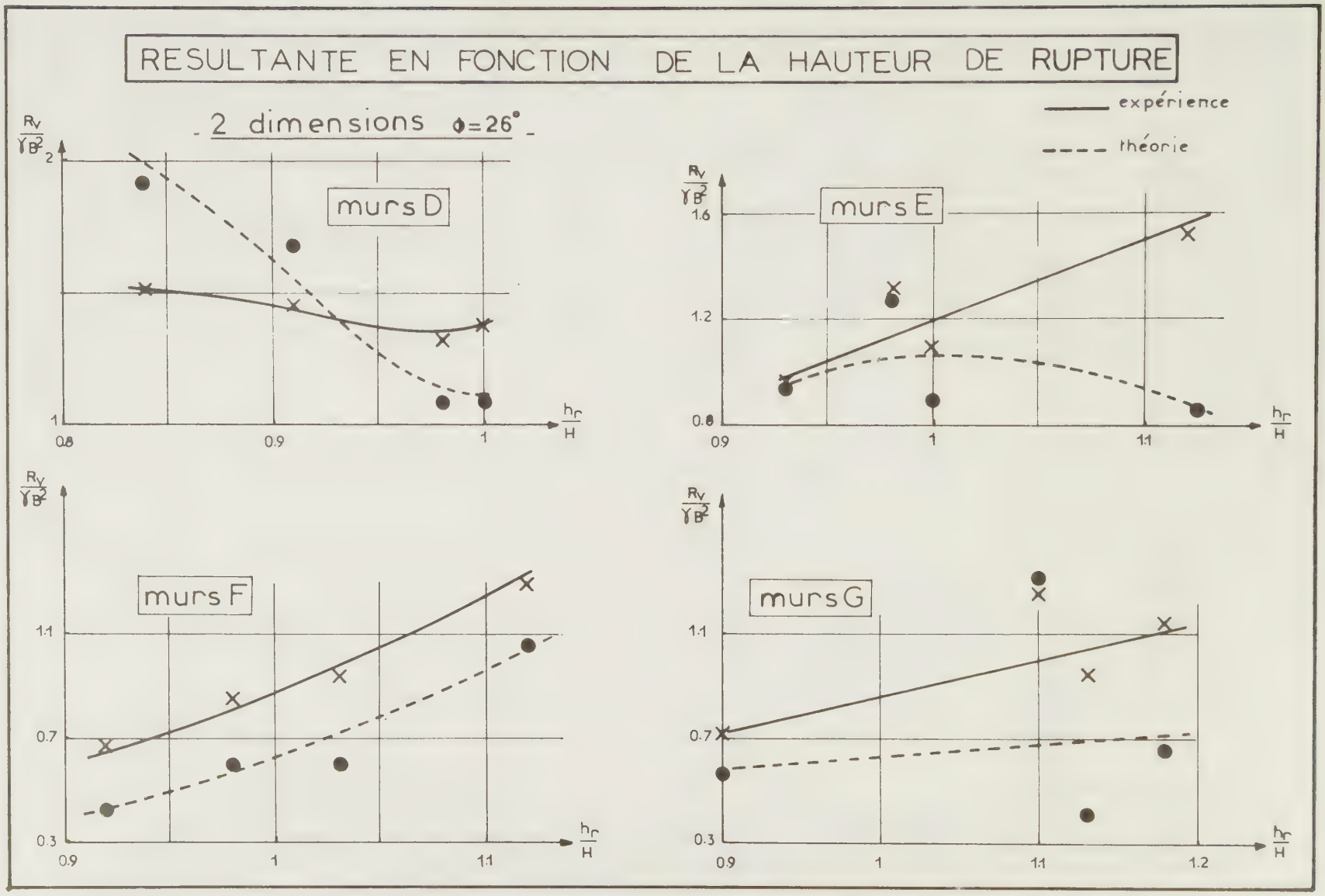




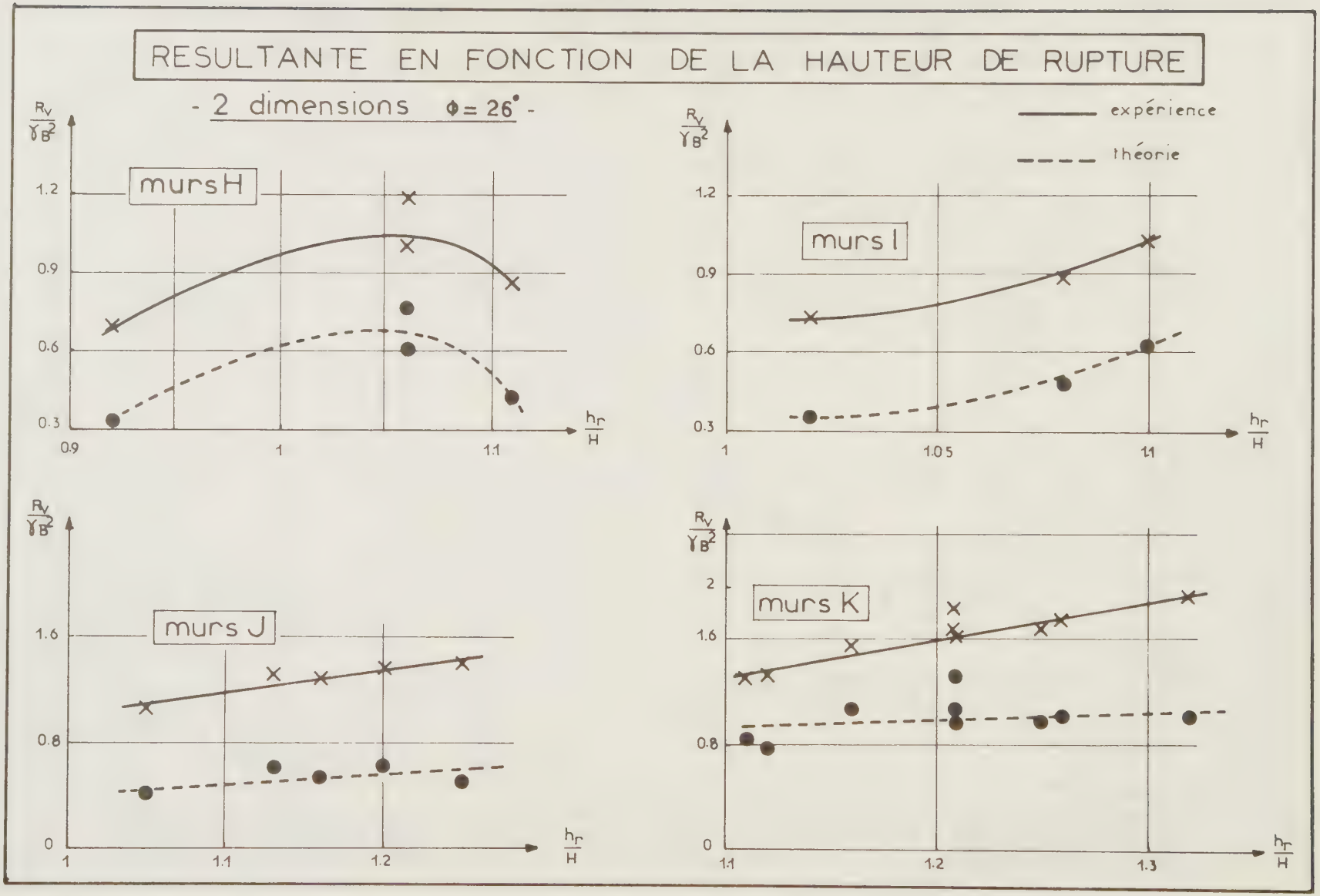




GRAPHIQUE 3 – 47



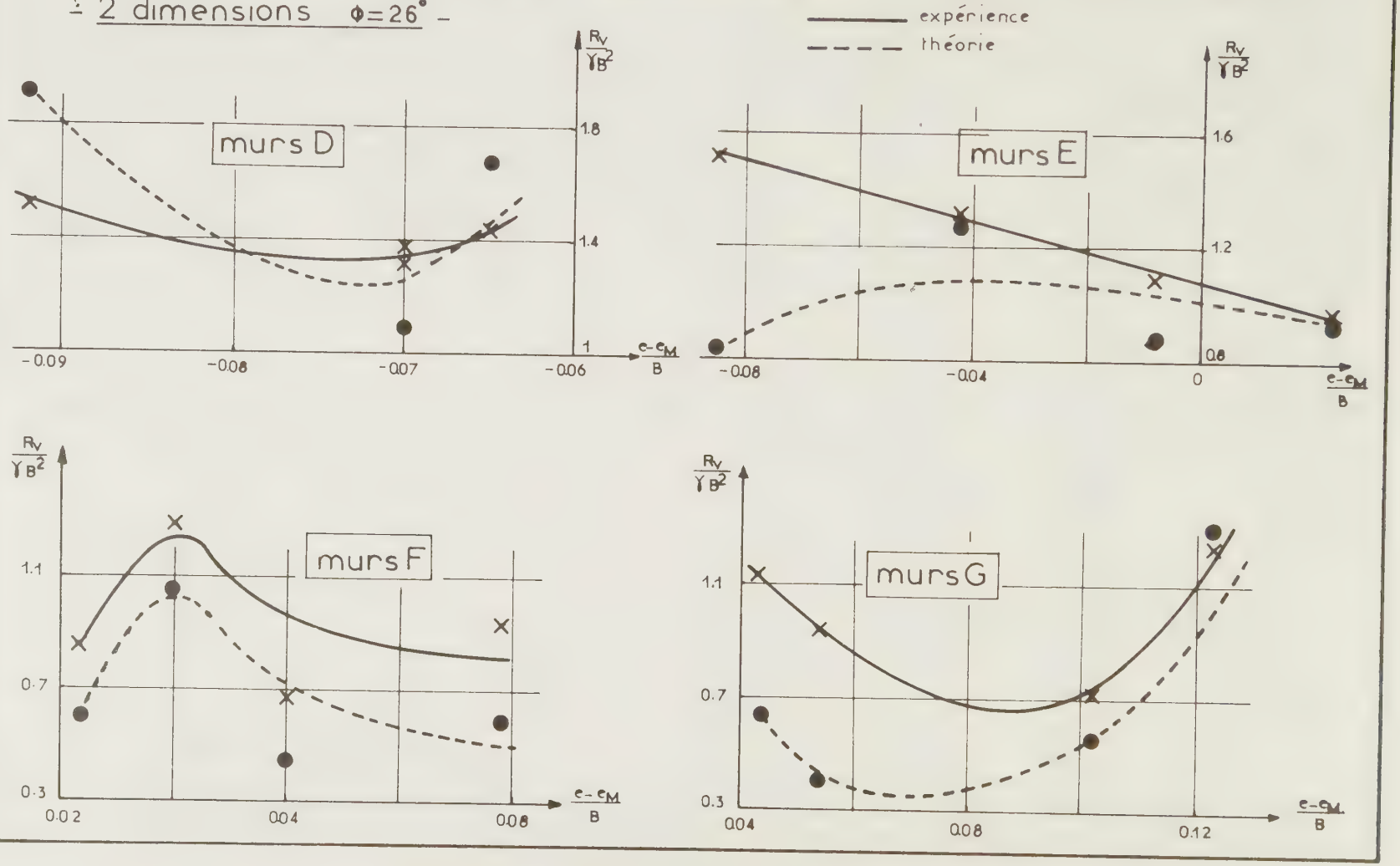
GRAPHIQUE 3-48



GRAPHIQUE 3-49

RESULTANTE SUR LA BASE EN FONCTION DE L'EXCENTRICITE

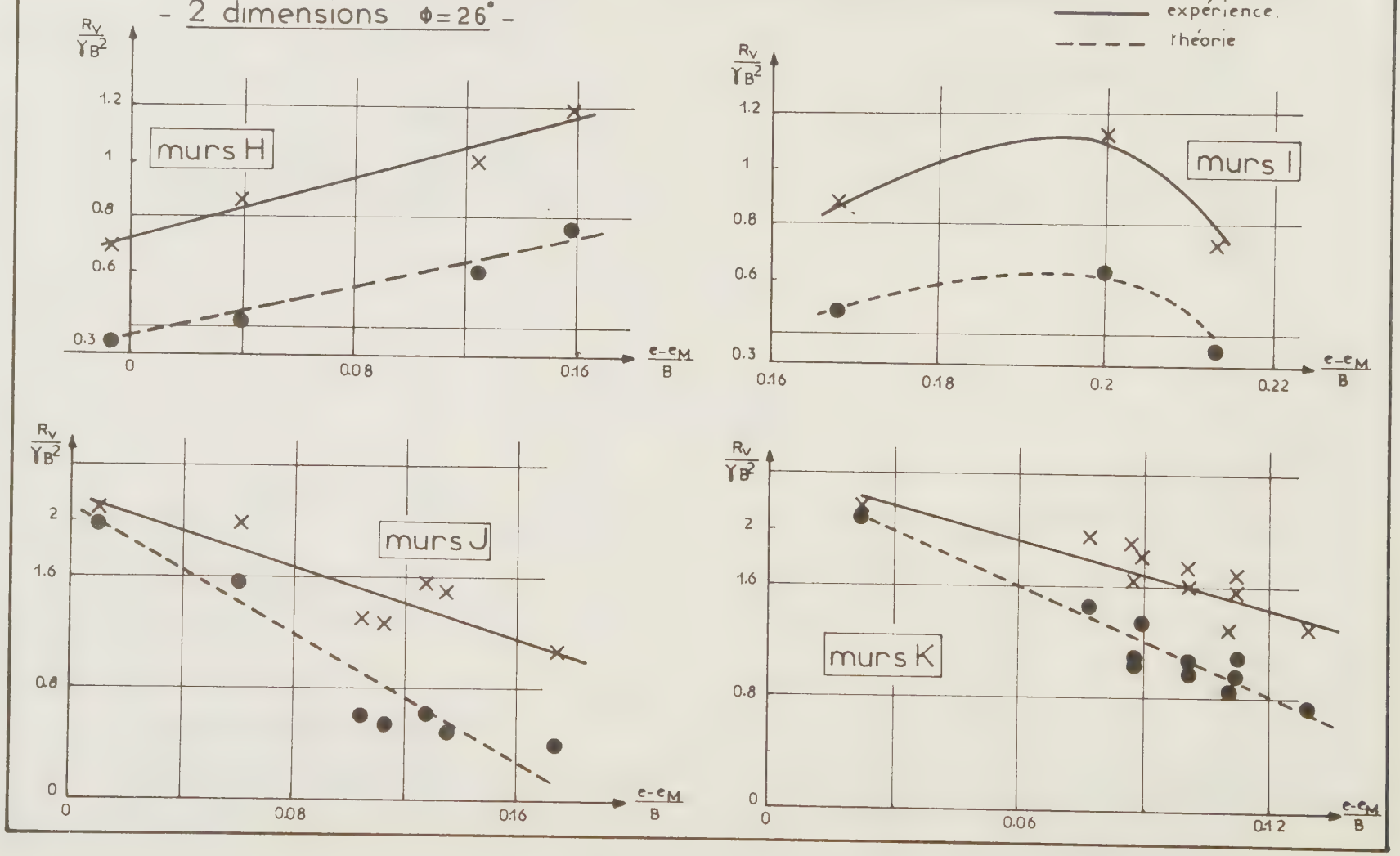
± 2 dimensions $\Phi = 26°$ -



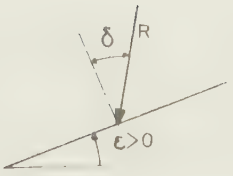
GRAPHIQUE 3-50

RESULTANTE SUR LA BASE EN FONCTION DE L'EXCENTRICITE

- 2 dimensions $\phi = 26°$ -



- la base du mur aura, elle aussi, une rotation ε positive sur l'horizontale, ce qui a pour but de diminuer la force portante pour deux raisons :



. l'inclinaison de la base ;

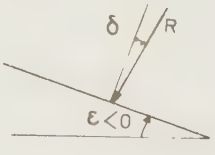
. l'augmentation de l'inclinaison δ de R sur la base.

Il est donc logique de trouver des coefficients de sécurité supérieurs à 1, car les valeurs de la force portante sont calculées pour une base horizontale.

→lorsque e est proche de e_M, le mur a une faible rotation (translation), les coefficients de sécurité sont proches de 1, mais légèrement inférieurs ; de ce fait, la théorie est proche de l'expérience.

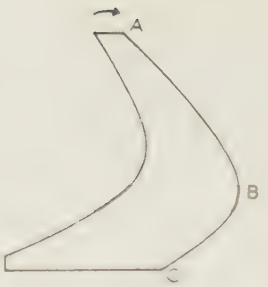
→lorsque $e > e_M$, la rotation du mur est négative (vers le remblai), les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1 et la théorie nous place en sécurité (les valeurs de rupture sont inférieures aux valeurs trouvées par l'expérience).

- la base du mur tournera d'un angle ε négatif ; l'inclinaison δ de la résultante sur la base va donc diminuer. Or, la force portante diminue moins vite avec l'augmentation de l'obliquité de la base qu'avec l'inclinaison de la résultante sur la base (voir thèse TRAN-VÔ-NHIÊM). La force portante expérimentale sera donc supérieure à la force portante théorique calculée en supposant la base horizontale ; ceci peut expliquer l'existence de coefficients de sécurité faibles.



Les coefficients de sécurité sont nettement inférieurs à 1 lorsque le mur possède un stabilisateur arrière (séries J, K, C). Nous avons déjà envisagé ce problème au sujet des murs tronqués (voir partie C, paragraphe 3.2):

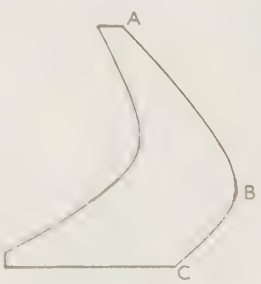
Lors du mouvement vers l'amont, une partie du sol située sous la partie BC du mur entre en butée (alors que dans les calculs nous supposons que la poussée agit sur BC) et augmente la force portante.



En calculant les coefficients de sécurité par la méthode de Meyerhof, nous obtenons des valeurs du même ordre, mais légèrement supérieures lorsque l'inclinaison de la résultante sur la verticale est faible. Nous n'avons pas jugé utile de reporter ces valeurs sur les tableaux.

A la lumière de ces résultats, il apparaît que le calcul est en défaut lorsque le mur tourne dans le sens négatif (vers le remblai), chose que nous avions déjà observé lors de l'étude des murs tronqués ; il est donc préférable d'attacher plus de foi à l'expérience. Le calcul, bien qu'incorrect, a l'avantage de nous placer en sécurité.

Les expériences présentées ici n'ont pas seulement pour but de déterminer la forme optimale d'un mur, mais aussi de montrer la différence essentielle existant entre les deux sens de rotation possibles. Le mouvement d'un mur peut modifier l'intensité, l'inclinaison et le sens des contraintes. Dans nos expériences, quelque soit le mouvement, les contraintes sont toujours dirigées vers le bas (voir photos en annexe) ; quant à l'inclinaison, nous l'avons toujours supposée égale à $\emptyset$, en raison des rouleaux collés sur la paroi, mais il est difficile de le vérifier. Par contre, la grande stabilité de certaines formes de murs tournant dans le sens négatif, ne peut s'expliquer que par une augmentation des contraintes stabilisatrices (sous BC lors du mouvement), alors que pour une rotation positive, le mur s'éloignant du remblai, les contraintes de poussée exercées par le remblai sur le mur restent inchangées.



Notre étude ne peut avoir qu'un but qualitatif ; en effet, dans la réalité, les milieux pulvérulents ont un angle de frottement de l'ordre de 35° ; le milieu analogique sur lequel nous travaillons possède un angle de frottement très faible ($\emptyset$ = 26°), ce qui augmente la poussée du remblai et diminue la force portante par rapport au cas où $\emptyset$ = 35°. Afin de nous rendre compte de l'augmen-

tation de la stabilité en fonction de ϕ, nous avons cherché un artifice permettant d'augmenter l'angle de frottement des rouleaux en duralumin de notre modèle. C'est ce que nous présentons maintenant.

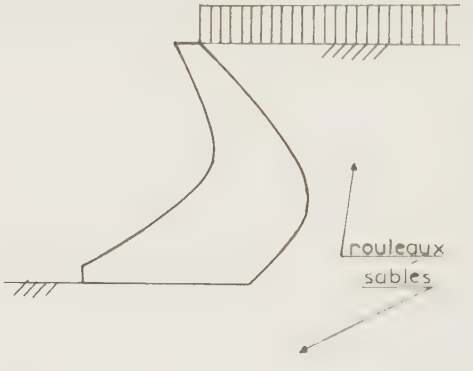
2.4. Expériences sur des rouleaux sablés

De manière à augmenter l'angle de frottement des rouleaux, nous avons, à l'aide d'une colle forte, fixé du sable sur leur surface.

L'angle de frottement de ces rouleaux sablés est compris entre 33° et 37°. Leur masse volumique de 1,2 g/cm^3 a fortement diminué ; afin de conserver le même rapport des masses volumiques du modèle et du sol, nous avons été dans l'obligation de prendre des nouveaux éléments en acier de 3,5 cm de longueur (au lieu de 6 cm).

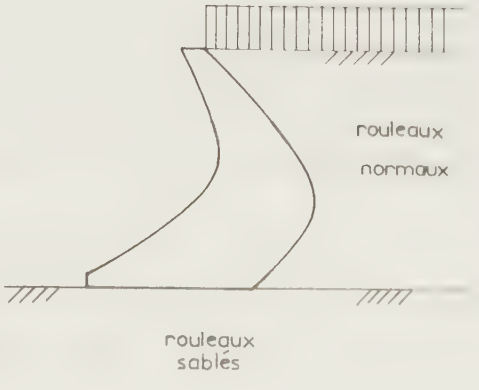
1er expérience :

Nous avons testé le mur K_4 (construit avec les éléments de 3,5 cm de longueur) dans ces nouveaux rouleaux et pour une surcharge de rupture de 70 cm de rouleaux sablés (ce qui représente 70 x 1,2 = 84 g/cm). La rupture, en fait, n'a pas été due à un défaut de force portante, mais s'est produite par flambement du remblai.



2ème expérience :

En disposant les rouleaux sablés sur la base, en utilisant pour le remblai les rouleaux normaux et pour le modèle les éléments de 6 cm de longueur, nous avons trouvé une surcharge de rupture, en équivalent de rouleaux normaux, de 42 cm (ce qui représente une surcharge du même ordre de grandeur que pour la 1ère expérience : 42 x 2,25 = 94,5 g/cm).



Cette tentative, qui nous a pris beaucoup de temps, s'est soldée, en définitive, par un échec, pour plusieurs raisons :

→ La mise en place des rouleaux sablés était très difficile et ne pouvait se faire qu'imparfaitement.

→ Etant donné la différence de masse volumique des rouleaux sablés et non sablés, il est risqué de faire des comparaisons.

→ Il est évident, contrairement aux rouleaux normaux, que nous n'avons pas un état de contraintes planes, par suite des contacts entre grains ; de même, nous n'avons pas un état de déformations planes (rupture par flambement dans la 1ère expérience) ; nous pouvons tout au plus dire qu'il existe un plan privilégié.

Bien que n'ayant pu en tirer tout le bénéfice escompté, ces expériences nous donnent une idée de l'évolution rapide de la stabilité en fonction de l'angle de frottement. En effet, pour les rouleaux non sablés, la surcharge de rupture était de 16 cm alors qu'elle est ici de 42 cm de rouleaux ; la différence de 26 cm, alors que le mur mesure 50 cm de hauteur, est considérable.

-=0=--=0=-
-=0=-

Ce long chapitre nous a permis de voir les différences essentielles existant entre l'étude de la pression des terres sur un écran plan et sur un mur de soutènement.

Un mur de soutènement peut avoir une forme compliquée et de plus, nous ne connaissons pas de méthode de calcul globale qui ne sépare pas l'étude de la réaction du remblai sur le mur et l'étude de la réaction du sol de fondation. Certaines parties du mur en contact avec le remblai ne sont pas toujours soumises à la poussée des terres ; de même, il peut y avoir des incertitudes sur la direction et l'inclinaison des contraintes sur le mur.

Nous nous sommes attachés plus particulièrement à mettre en évidence l'influence de l'excentricité et de l'inclinaison de R, ainsi que le rôle de la rotation et de la forme du mur ; nous avons vu qu'en fait, tous ces facteurs sont liés entre eux, ce qui rend notre étude délicate, car elle dépend de très

nombreux paramètres qu'il est impossible d'isoler afin de déterminer séparément leur influence.

Nous répétons que notre étude n'a aucune valeur quantitative, les essais n'ayant pu être réalisés ailleurs que dans un milieu pulvérulent à faible angle de frottement ($\phi = 26°$). Qualitativement, le classement relatif à la stabilité de nos murs est valable dans tout milieu pulvérulent ou cohérent (dans ce cas, la poussée est diminuée et la force portante augmentée pour une même hauteur de remblai). Par contre, les problèmes liés à la présence d'eau sont très dangereux ; s'il y a des risques de venues d'eau dans le remblai, il faut prévoir des drains et des barbacanes, car l'eau, qui exerce des pressions considérables, est à l'origine de bon nombre d'accidents.

Dans le prochain chapitre, nous nous attacherons à l'étude de quelques cas pratiques.

CHAPITRE IV - FACTEURS INFLUANT SUR LA STABILITE

Nous allons, dans ce chapitre, étudier l'évolution de la stabilité en fonction d'un certain nombre de facteurs :

- l'inclinaison de la base.
- la hauteur du remblai aval.
- la position et la hauteur d'un talon sous la base.
- l'influence d'un substratum rocheux.
- l'influence d'une paroi rigide inclinée.
- le rôle d'un stabilisateur arrière.
- la position des parois d'un mur cellulaire

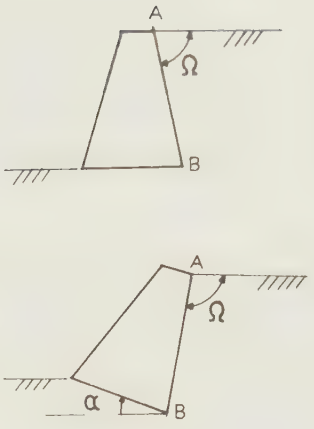
Les expériences sont réalisées sur le même milieu analogique :

$\phi = 26°$; $C = 0$; $\gamma_s = 2{,}25$ g/cm^3.

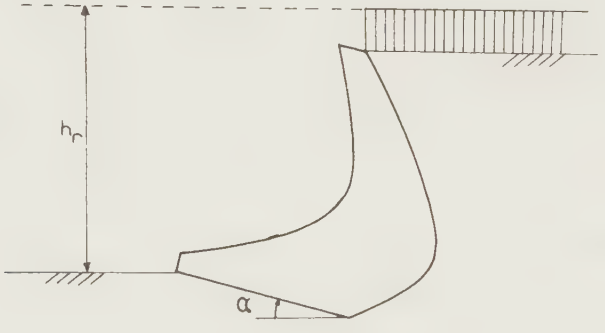
1. Murs à base inclinée

La théorie nous apprend qu'on peut améliorer la force portante, en inclinant la base de la fondation de façon à diminuer l'inclinaison δ de la résultante R. L'amélioration de la force portante provient du fait que cette force diminue moins vite avec l'augmentation de l'obliquité de la base qu'avec l'inclinaison de la Résultante sur la base. C'est ce que nous voudrions vérifier sur quelques modèles de murs.

Si nous considérons un mur à base horizontale et si nous l'inclinons, la poussée sur le parement AB ne sera plus la même dans les deux cas ; il reste donc une incertitude quant à l'inclinaison et l'excentricité de R. Vont-elles évoluer dans le bon sens ? En principe, l'inclinaison du mur dans le sens représenté par la figure ci-contre a pour but de diminuer la poussée sur AB (car Ω augmente).



Afin de réaliser une étude complète de tous les cas de profils, nous avons étudié 5 murs différents : A_1, E_1, G_2, J_4 et K_5. Les deux premiers subissent lors de la rupture, lorsque leur base est horizontale, une rotation dans le sens positif, la rotation des trois autres se produisant en sens inverse. Chaque mur a été étudié avec les inclinaisons suivantes : 5°, 10°, 20° et 30°.



Sur le tableau 24 sont reportés les résultats obtenus, ainsi que les calculs des forces portantes théoriques pour 10°, 20°, 30°, d'après les graphiques établis par TRAN-VÔ-NHIÊM. (Nous n'avons pas reporté les valeurs trouvées pour $\alpha = 5°$, car il n'existe pas d'abaque relatif à cette valeur de α).

TABLEAU 24

mur	cinématique			inclinaison	résultante					force portante				charge de rupture cm		coef. de sécurité		
	X cm	Y cm	ω°	α°	δ°	e cm	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	$N_{\gamma\delta\alpha}$	$\frac{e_m}{B}$	$r_{\gamma e}$	Q_V gr	hauteur du remblai	surcharge de rupture	F_1	F_2	F
A_1^2	13	-46	9°	10°	6°5	-4	-0.114	4500	4470	5.8	0.004	0.59	4800	49	0	1.08	1.08	1.02
A_1^3	15	-40	14°	20°	5°3	-3.5	-0.1	5000	4970	4.9	0.003	0.64	4400	45	21	0.89	0.80	0.97
A_1^4	11	-33	8°	30°	0°	-2.5	-0.071	4900	4900	6.1	0	0.74	6300	41	31	1.28	∞	1.12
E_1^2	35	-120	4°	10°	11°	-1	-0.028	4250	4170	4	0.007	0.86	4810	45	17	1.15	1.10	1.04
E_1^3	42	-143	2°	20°	6°	0.5	0.014	4250	4220	4.7	0.004	0.96	6260	40	28	1.48	1.55	1.18
E_1^4	43	-110	3°	30°	4°	1	0.028	4250	4240	4.6	0.002	0.79	5100	33	54	1.20	1.35	1.09
G_2^2	-225	140	-3°	10°	17°5	2	0.057	3300	3150	1.8	0.016	0.84	2120	41	26	0.68	0.79	0.92
G_2^3	-27	155	-5°	20°	14°	2	0.057	3350	3220	2.2	0.010	0.87	2640	33	53	0.84	0.87	0.97
G_2^4	-40	156	-5°	30°	12°	1	0.028	3400	3250	2.4	0.008	0.95	3100	23	94	0.95	0.97	0.98
J_4^2	-16	80	-9°	10°	14°	7	0.2	4450	4310	3	0.01	0.38	1600	44	23	0.37	0.14	0.75
J_4^3	-26	93	-10°	20°	10°	8	0.228	4600	4530	3.3	0.006	0.31	1900	39	41	0.42	0	0.78
J_4^4	-29	56	-15°	30°	7°5	8.5	0.242	4750	4710	3.5	0.005	0.27	1340	38	63	0.3	0	0.67
K_5^2	-42	96	-10°	10°	12°	4.5	0.128	5550	5420	3.7	0.008	0.58	3000	47.5	28	0.56	0.42	0.84
K_5^3	-57	106	-7°5	20°	9°	4	0.114	5500	5430	3.6	0.006	0.61	3100	43	39	0.58	0.33	0.86
K_5^4				30°	3°	7	0.2	5900	5890	5	0.002	0.37	2600	38	66	0.45	0	0.75

Outre la résultante sur la base et le calcul de la force portante théorique, se trouvent la cinématique, les caractéristiques de rupture et les coefficients de sécurité F_1, F_2, F. Les indices supérieurs différencient chaque forme de mur par l'inclinaison ; par exemple, A_1^4 signifie qu'il s'agit du mur A_1, dont la base est inclinée à 30°.

Le graphique 3.51 sur lequel sont tracées les courbes $\frac{h_r}{H}$ en fonction de l'inclinaison α de la base, nous montre la forte augmentation de stabilité avec α , quel que soit le mur considéré.

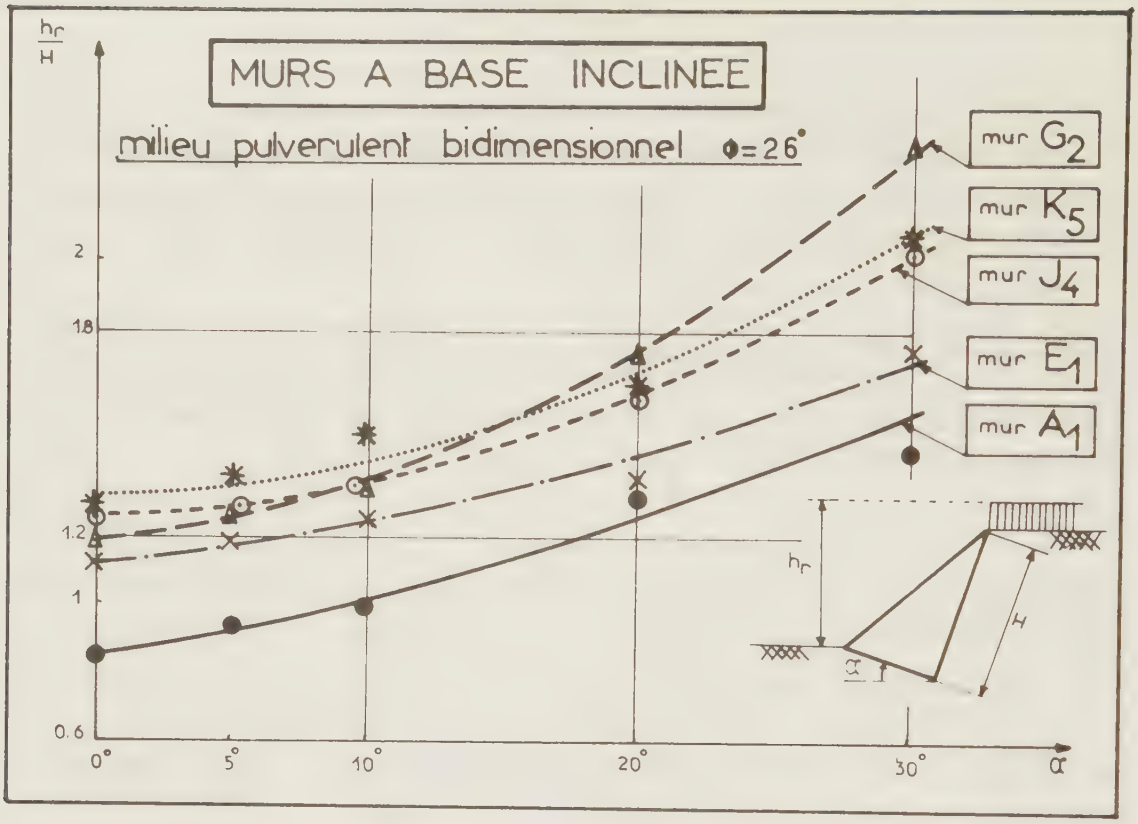
En nous reportant au tableau 24 et aux tableaux précédents 17 à 23 dans lesquels les bases étaient horizontales, nous notons que pour chaque forme de mur, l'inclinaison de R diminue lorsque α augmente, ce qui est en accord avec la théorie et explique l'augmentation de stabilité. L'excentricité, au contraire, ne varie pas toujours dans le même sens ; c'est ainsi qu'elle croît avec α pour les murs J_4 et K_5 alors que pour les autres murs, les variations sont quelconques.

Il est à noter que le mur G_2 a une stabilité qui augmente davantage que les autres murs avec α ; en effet, pour $\alpha = 0°$, la stabilité des murs J_4 et K_5 est supérieure alors que, pour $\alpha = 30°$ (et à partir de 20°), la stabilité de G_2 est de beaucoup la plus importante. Nous pensons que ceci est dû à la faible excentricité de la résultante, lorsque α augmente, qui provoque une faible rotation dans le sens négatif.

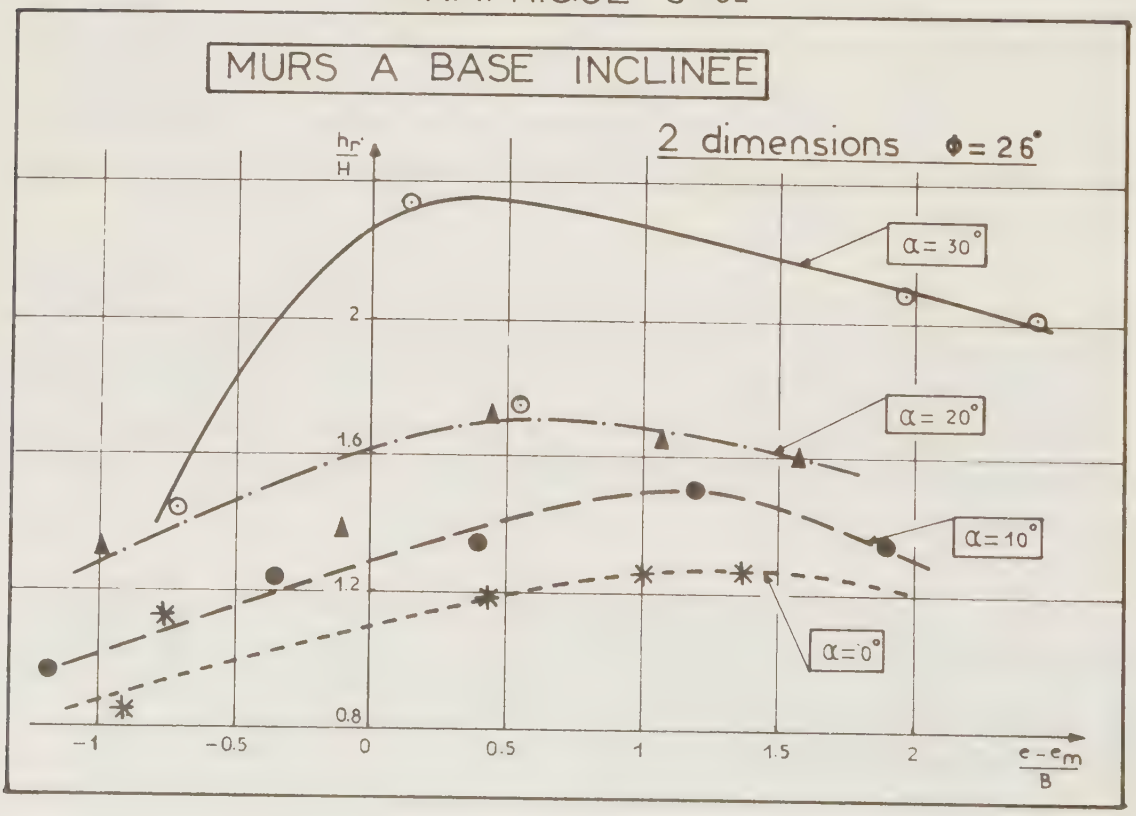
Les coefficients de sécurité sont de l'ordre de 1 ou légèrement supérieurs pour les murs A_1 et E_1 dont la rotation s'effectue dans le sens positif; il sont, par contre, très nettement inférieurs à 1 pour les murs ayant une rotation négative assez prononcée (surtout J_4 et K_5). La force portante théorique est donc sous-estimée ; ceci illustre bien les conclusions énoncées plus haut dans le cas de murs à profil convexe dont la rotation est négative.

Le graphique 3.52 représente les variations de $\frac{h_r}{H}$ en fonction de l'excentricité pour plusieurs valeurs de α : la stabilité augmente très fort pour $e < e_M$, mais, contrairement à la théorie, diminue peu lorsque $e > e_M$. Nous avions déjà noté ceci pour $\alpha = 0°$; toutefois, le maximum des courbes

GRAPHIQUE 3-51



GRAPHIQUE 3-52



$\frac{h_r}{H}\left(\frac{e - e_M}{B}\right)$ a tendance à se rapprocher de 0 ($e = e_M$) lorsque α augmente. Ainsi, lorsque α augmente, l'excentricité joue un rôle de plus en plus important, contrairement au cas où $\alpha = 0°$. La très grande stabilité du mur G_2 dont l'excentricité de la résultante est faible pour de grandes valeurs de α , ne peut s'expliquer que de cette manière.

Il est donc très intéressant d'incliner la base d'un mur, ce facteur augmentant considérablement la stabilité, quel que soit le sens de rotation du mur lors de la rupture et quelle que soit la forme du parement amont du mur. Toutefois il faut être prudent car la variation de la stabilité pour les faibles valeurs de α ($0° < \alpha < 10°$) est peu importante, comme nous pouvons le constater sur le graphique 3.51.

2. Rôle du remblai aval

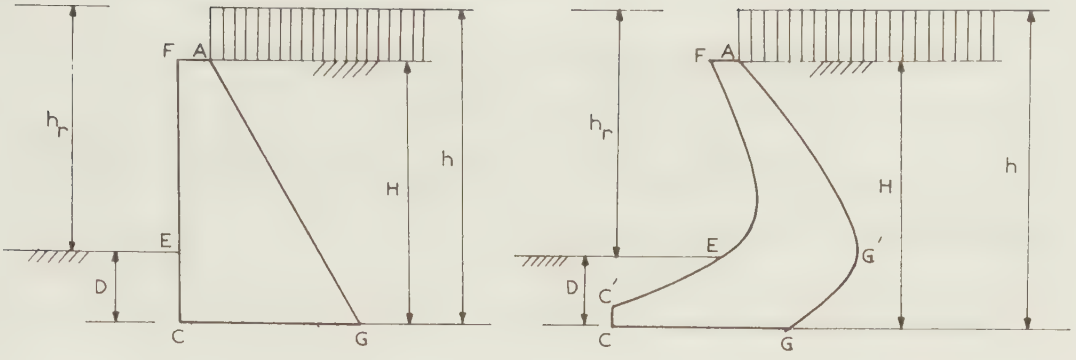
La force portante augmente lorsqu'il existe un remblai à l'aval du mur ; il suffit de lire la formule suivante (en milieu pulvérulent) :

$$\frac{Q_v}{L} = \frac{1}{2}\ \gamma\ B^2\ r_{\gamma e}\ N_{\gamma\delta} \qquad + \gamma\ D\ B\ r_{qe}\ N_{q\delta}$$

Afin de vérifier l'augmentation de stabilité, nous avons effectué des expériences sur le mur A_1 (rotation positive) et sur le mur K_4 (rotation négative) pour des valeurs du remblai aval égales à 5 cm, 10 cm, 20 cm. Nous avons reporté ces résultats dans le tableau 25 où se trouvent regroupés la cinématique, les caractéristiques de rupture, la résultante et les coefficients de sécurité F_1, F_2, F.

TABLEAU 25

mur	caractéristiques			cinématique			résultante et force portante					coef. de sécurité		
	D cm	h cm	h_r cm	X cm	Y cm	$\omega°$	$\delta°$	$\frac{e}{B}$	R gr	R_V gr	Q_V gr	F_1	F_2	F
$A_{1,0}$	0	42	42	13	-49	4°	10°	-0.086	4200	4150	5250	1.26	1.24	1.07
$A_{1,1}$	5	50	45	8	-50	10°	9°	-0.143	4500	4440	6540	1.47	1.35	1.11
$A_{1,2}$	10	60	50	4	-45	9°	9°	-0.171	5300	5200	8000	1.54	1.43	1.12
$A_{1,3}$	20	3	73	1	-36	9°5	7°	-0.157	6700	6650	14950	2.25	1.96	1.24
$K_{4,0}$	0	66	66	-28	106	-8°5	15°5	0.1	5450	5250	2820	0.55	0.63	0.86
$K_{4,1}$	5	73	68	-24	93	-8°	15°	0.1	5600	5400	5200	0.96	0.96	0.98
$K_{4,2}$	10	81	71	-18	91	-7°5	13°	0.114	5600	5450	7950	1.46	1.40	1.09
$K_{4,3}$	20	120	100	-28	117	-6°	10°	0.171	7800	7680	12520	1.66	1.54	1.14



La résultante sur la base a été calculée en tenant compte uniquement de l'action des terres sur AG ; R est donc sous-estimé car il n'a pas été tenu compte de l'action du sol sur CE et, c'est pour cette raison que nous avons des coefficients de sécurité très supérieurs à 1 pour les fortes valeurs de D :

→ Pour le mur 2 (A_1) pour lequel la rotation s'effectue dans le sens positif, il y a poussée sur AG, mais sur EC agit sans doute la butée, donc les coefficients de sécurité sont très supérieurs à l'unité.

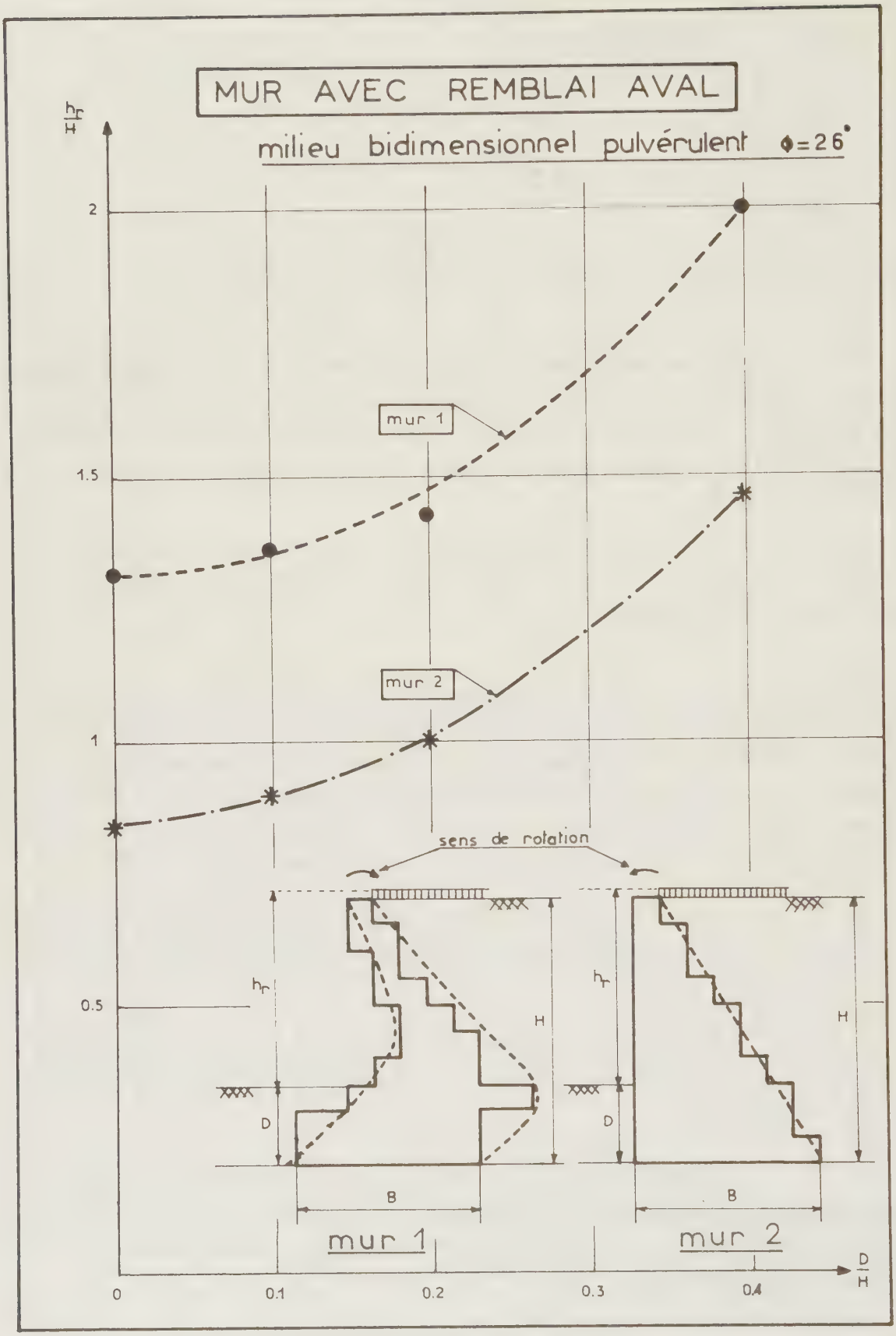
→ Pour le mur 1 (K_4), la rotation est négative. Certaines parties du profil AB peuvent être en butée lors de la rupture, mais CE est aussi certainement en butée puisque la rotation, bien que négative, s'accompagne d'un déplacement de G vers C. Les coefficients de sécurité supérieurs à l'unité pour D = 10 cm et 20 cm sont nettement moins élevés que dans le cas précédent. Dans le cas de tels murs, il se trouve qu'une erreur est compensée par une erreur de sens opposé :

. la force portante est sous-estimée car on suppose que la poussée agit sur GG' alors, qu'en fait, la pression sur GG' peut atteindre la butée.

. la résultante sur la base est aussi sous-estimée car on néglige la butée sur CE (ainsi que le poids des terres agissant au-dessus de C).

Ces deux erreurs n'agissent pas dans le même sens mais lorsque D prend des valeurs importantes, son influence dans le calcul de force portante devient prépondérante et c'est la raison pour laquelle on trouve des coefficients de sécurité très élevés.

GRAPHIQUE 3 - 53



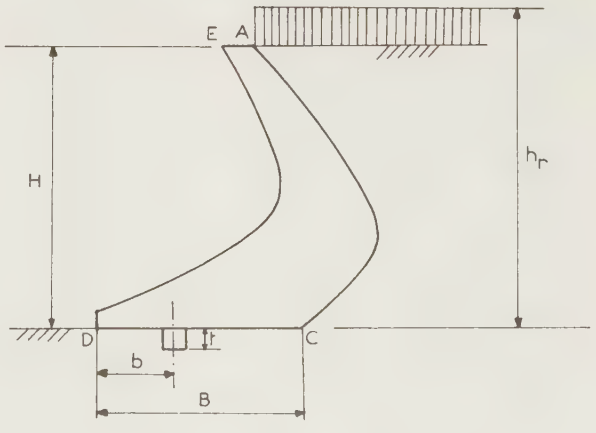
Nous constatons sur le tableau 25 que l'inclinaison de R diminue lorsque D augmente. Si nous avions tenu compte de l'action des terres sur CE, la diminution de cette inclinaison aurait été encore plus importante (cette force s'opposant aux précédentes) ; ceci explique l'augmentation très importante de la stabilité des murs ayant un remblai aval (voir graphique 3.53). Cet accroissement de $\frac{h_r}{H}$ est très important lorsque $\frac{D}{H}$ passe de 0,2 à 0,4 ; il est pratiquement le même pour les deux formes de murs, les courbes étant parallèles.

Ainsi le remblai aval accroît la stabilité d'un mur, non seulement par l'introduction du terme de profondeur, mais de plus, il permet de diminuer l'inclinaison de la résultante sur la base, qui augmente encore la force portante.

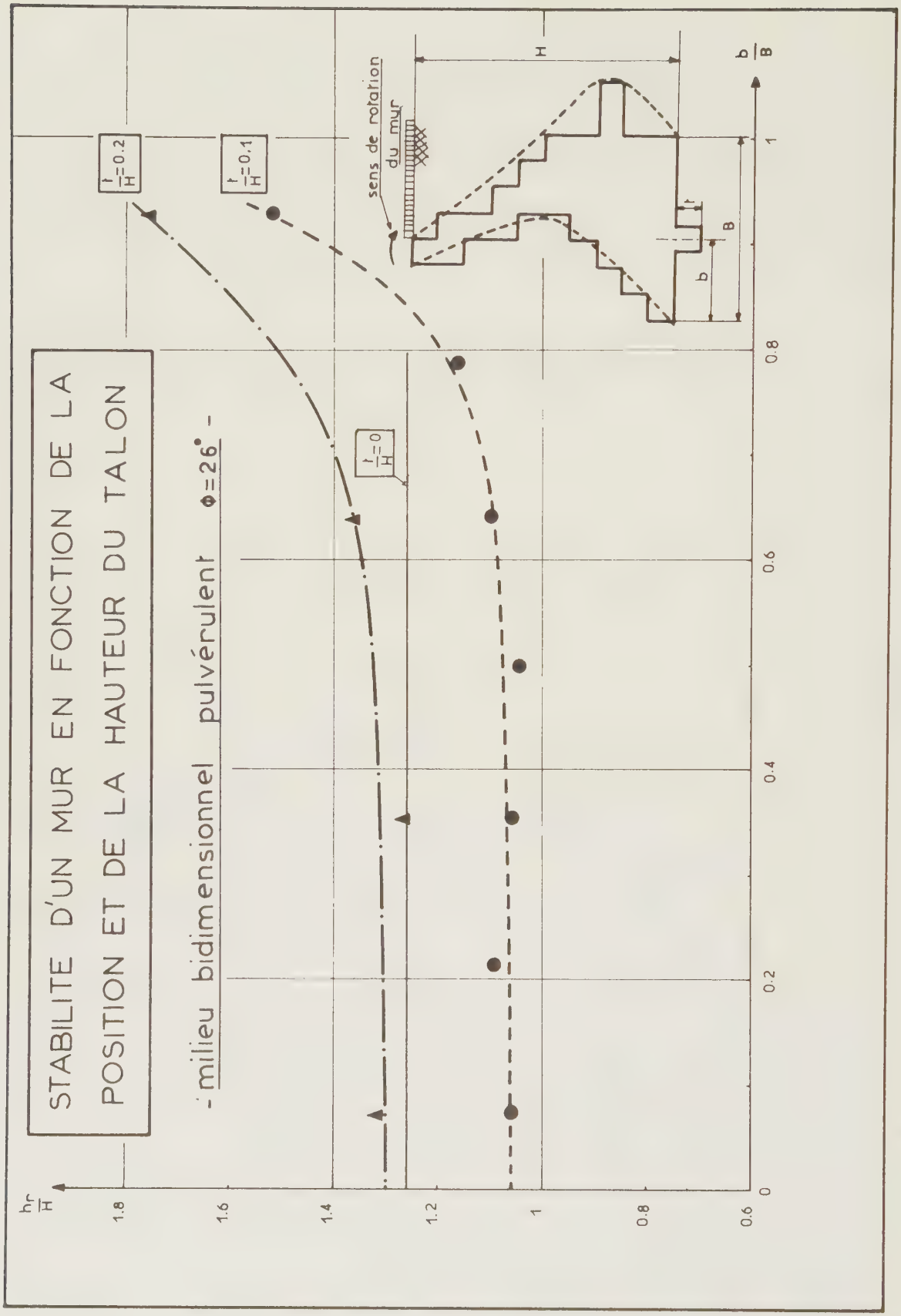
3. Influence d'un talon sous la base

Afin d'étudier l'influence d'un talon sous la base, plusieurs expériences ont été réalisées sur le mur K_5 en faisant varier la position et la hauteur de ce talon.

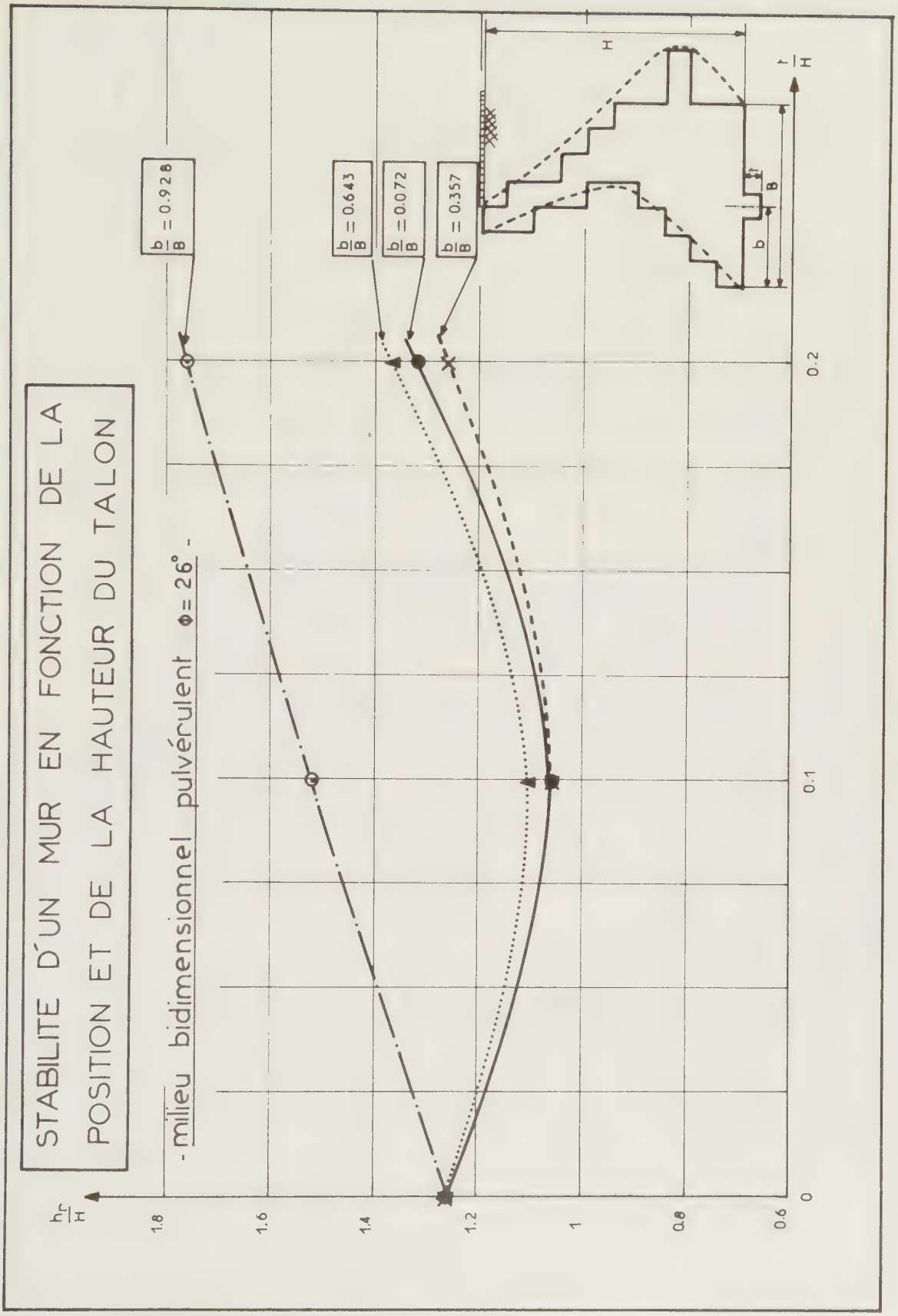
Nous avons déplacé le talon de D vers C, pour deux valeurs de t (5 cm et 10 cm, correspondant à 1 et 2 éléments interchangeables). Alors que, sans talon le mur K_5 admet une hauteur de rupture h_r égale à 63 cm ($\frac{h_r}{H}$ = 1,26), avec talon , il admet des valeurs nettement inférieures pour $o < \frac{b}{B} < 0,8$, lorsque $\frac{t}{H}$ = 0,1 (graphique 3.54) ; si le talon est placé à l'extrémité C du mur, la valeur de rupture croît fortement (h_r = 76 cm).



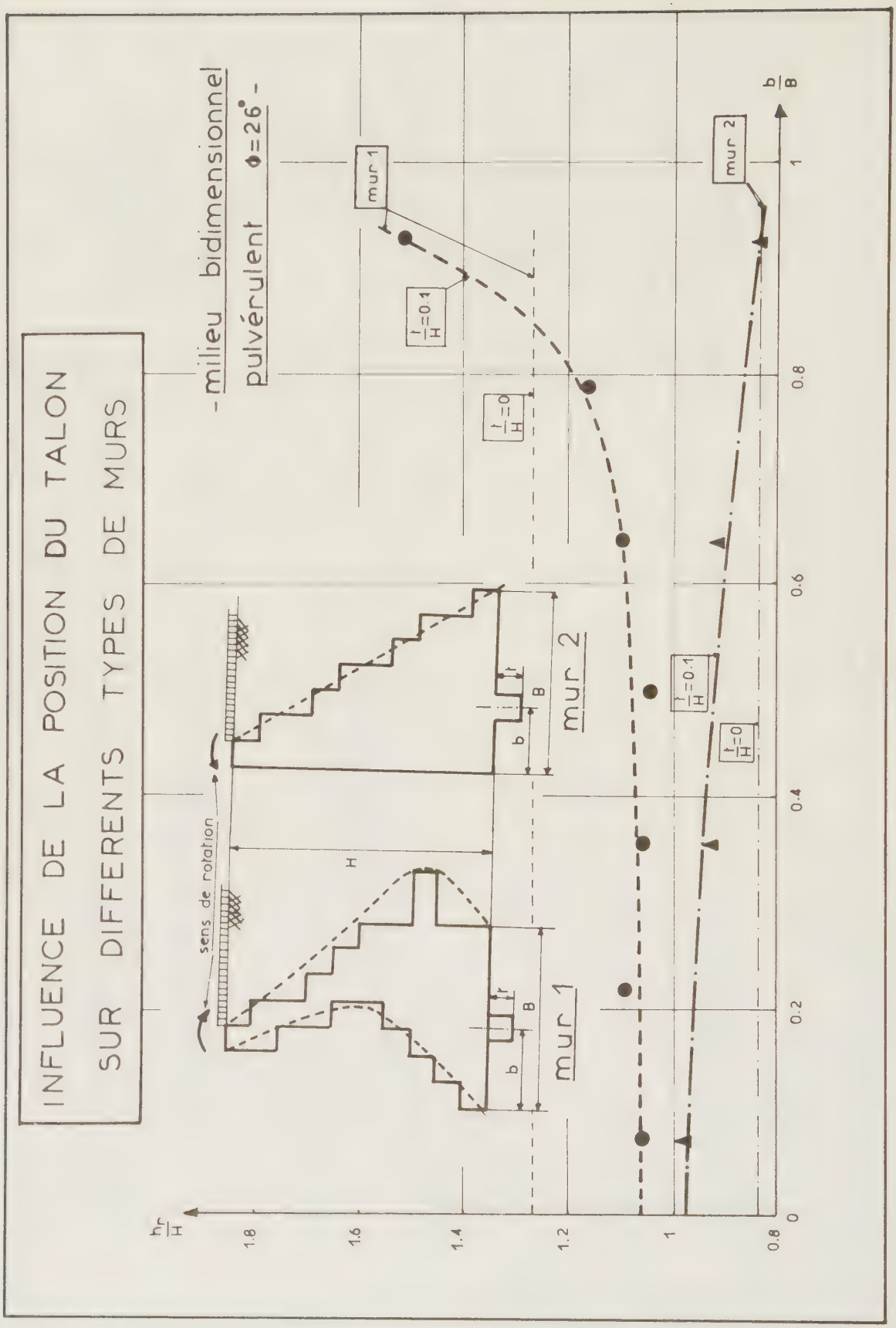
GRAPHIQUE 3-54



GRAPHIQUE 3 - 55



GRAPHIQUE 3 - 56



Pour $\frac{t}{H} = 0,2$, la courbe $\frac{h_r}{H}\ (\frac{b}{B})$ a la même forme que la précédente avec un fort accroissement de la stabilité lorsque le talon est placé à l'extrémité C du mur ; toutefois, pour $0 < \frac{b}{B} < 0,8$, les valeurs de h_r sont légèrement supérieures à celles enregistrées pour le mur K_5 sans talon.

Sur le graphique 3.55 sont reportées les courbes $\frac{h_r}{H}\ (\frac{t}{H})$ pour plusieurs positions du talon. Ce graphique montre bien que :

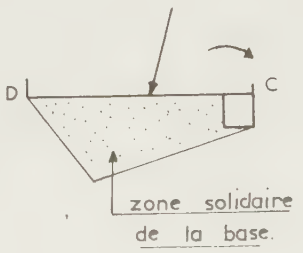
- Pour $\frac{b}{B} < 0,8$, la stabilité, en fonction de la hauteur t du talon, diminue jusqu'à un minimum atteint pour $\frac{t}{H} \simeq 0,1$, puis augmente pour $\frac{t}{H} > 0,1$, les différentes valeurs de $\frac{b}{B}$ admettant sensiblement la même stabilité pour un même t.

- Pour $\frac{b}{B} = 0,928$ (le talon se trouve à l'extrémité C) la courbe $\frac{h_r}{H}\ (\frac{t}{H})$ est croissante et de forme sensiblement linéaire.

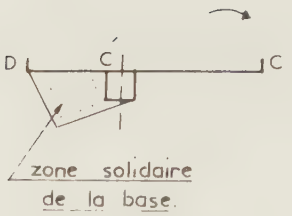
Surpris par cette brutale augmentation de stabilité lorsque le talon se trouve à l'extrémité C de la base, nous avons effectué les mêmes essais sur le mur A_1. Les résultats de ces essais pour $\frac{t}{H} = 0,1$ sont reportés sur le graphique 3.56 : la stabilité diminue lorsque le talon est déplacé de D vers C, contrairement au cas du mur K_5 ; de plus, pour ce mur, les valeurs de $\frac{h_r}{H}$ pour $\frac{t}{H} = 0,1$ sont toutes supérieures ou égales aux valeurs relatives à $\frac{t}{H} = 0$.

Il est possible d'expliquer cette augmentation de h_r pour l'un et la diminution pour l'autre lorsque le talon passe de D vers C :

→ Pour le mur K_5 dont la rotation, lors de la rupture, est négative, la stabilité est maximale lorsque le talon est à l'extrémité C, car la butée sur la base est plus facilement mobilisée.



Lorsque le talon est dans une position intermédiaire C', le mur tournant dans le sens négatif, la butée ne peut être totalement mobilisée que sur la partie DC' ; sur CC', la pression exercée par le sol sera moins importante.



→ Pour le mur A_1, il en sera de même de l'autre côté, la rotation étant positive ; la meilleure position du talon se trouve donc à l'extrémité D.

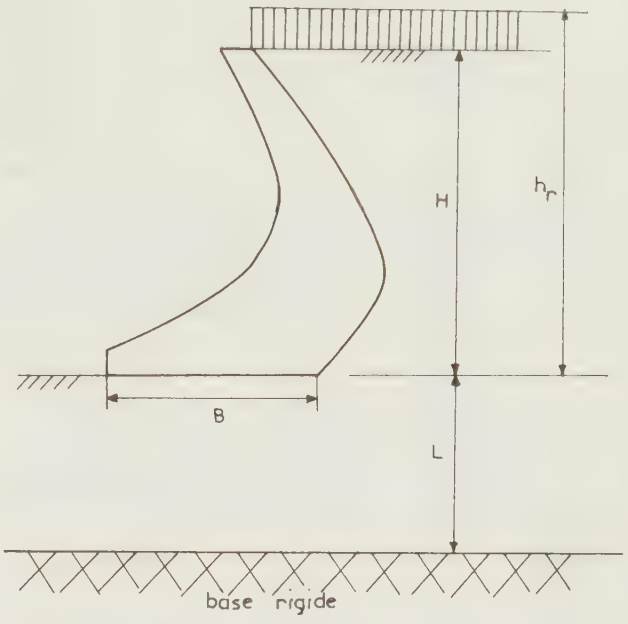
Il est donc possible d'augmenter fortement la stabilité d'un mur par l'adjonction d'un talon à l'une des extrémités de sa base :

- côté remblai si la rotation est négative ;
- côté aval si la rotation est positive.

Il peut être, par contre, dangereux de ne pas le placer à l'extrémité (mur K_5 pour $\frac{t}{H} = 0,1$).

4. Influence d'une base rigide sous-jacente

Nous avons mesuré la stabilité du mur K_4 reposant sur une couche de rouleaux en duralumin d'épaisseur L variable. La partie inférieure du modèle étant rigide et fixe, ces expériences peuvent simuler un ouvrage réel construit sur une couche de matériau pulvérulent reposant sur un substratum rocheux.



Deux séries d'expériences ont été réalisées avec :

. La base rigide lisse.

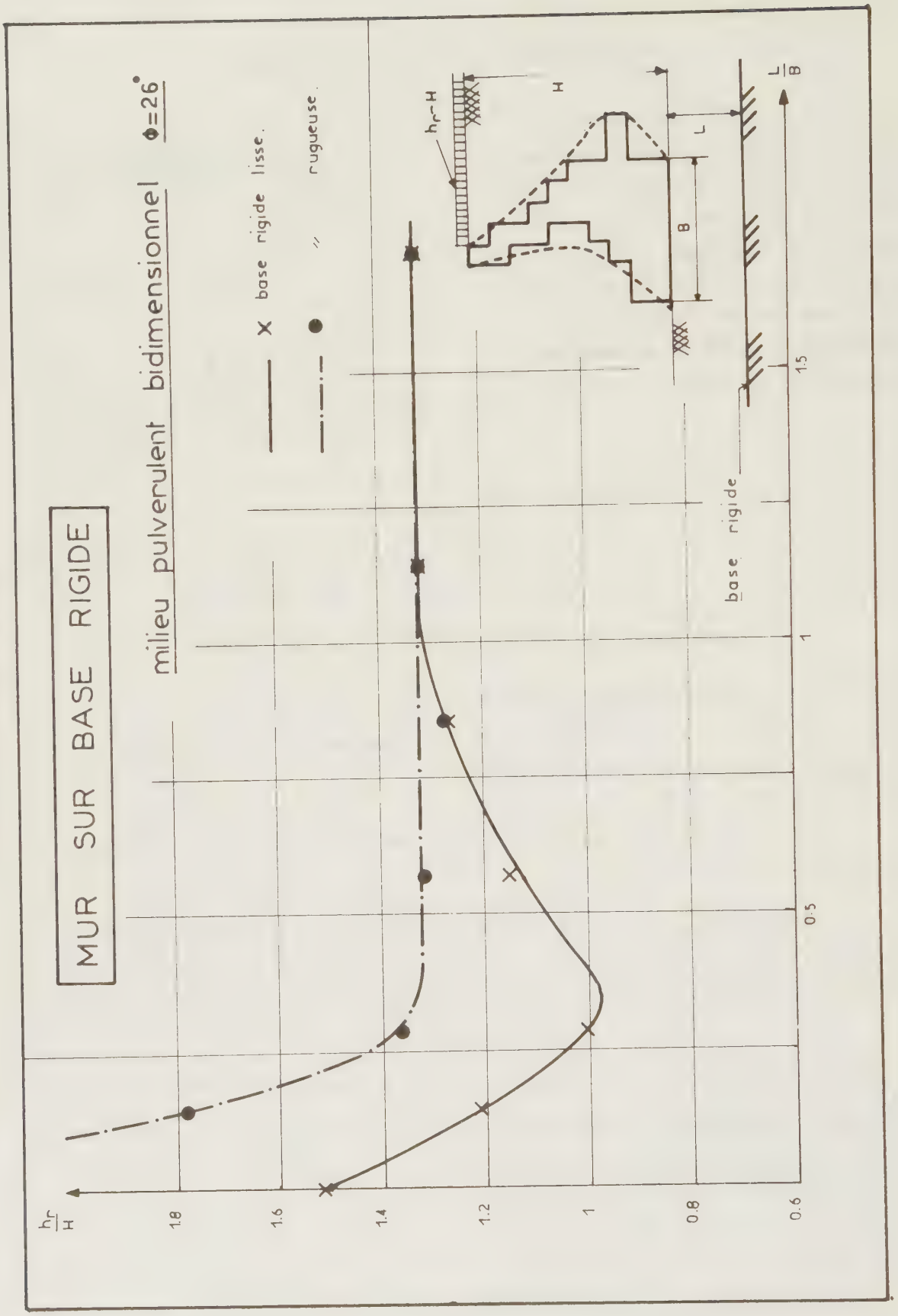
. La base rigide hérissée de clous, ce qui permet d'avoir un frottement (rouleaux sur rouleaux) égal à $\emptyset$.

Ces essais nous ont permis de tracer les courbes du graphique 3.57 dans lequel il apparaît :

→ Pour un substratum rugueux, la courbe $\frac{h_r}{H}$ $(\frac{L}{B})$ décroît, lorsque L augmente, jusqu'à la valeur asymptotique $\frac{h_r}{H} = 1{,}32$ (soit $h_r = 66$ cm ; valeur que nous avions obtenue dans les essais du chapitre précédent) atteinte lorsque $\frac{L}{B} \simeq 0{,}3$.

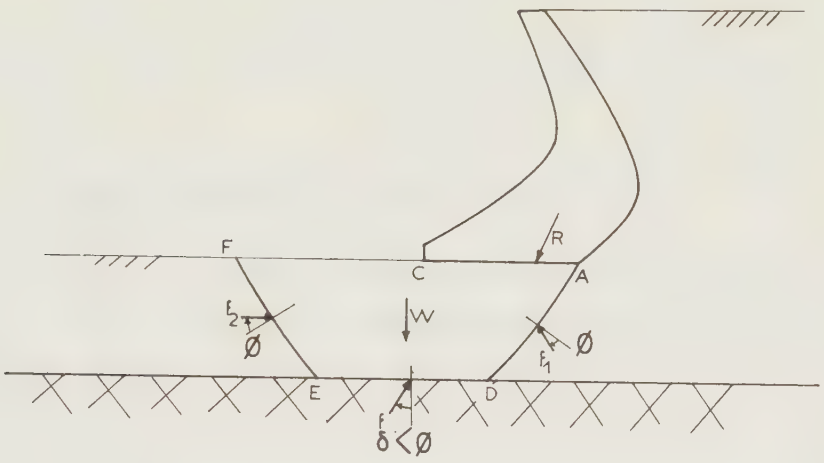
→ Pour un substratum lisse, la courbe $\frac{h_r}{H}$ $(\frac{L}{B})$ n'a pas la même allure : elle passe par un minimum très marqué égal à $\frac{h_r}{H} = 0{,}98$ lorsque $\frac{L}{B} \simeq 0{,}35$ puis rejoint la valeur asymptotique $\frac{h_r}{H} = 1{,}32$, alors que $\frac{L}{B} = 1$.

GRAPHIQUE 3 - 57



Lorsque $\frac{L}{B} = 0$, la stabilité est importante, ce qui est logique. Dans le cas d'une base rugueuse, nous n'avons pas pu atteindre la rupture. En effet, après avoir ajouté 70 cm de surcharge ($\frac{h_r}{H} = 2,4$), nous avons pensé qu'il était préférable d'arrêter le chargement, car nous redoutions qu'il se produise une rupture des éléments du mur.

Dans le cas d'un substratum lisse, pour $\frac{L}{B} < 1$, la ligne de rupture du massif de sol coupe le substratum. En supposant que cette ligne de rupture passe par le pied amont du mur, nous avons le schéma :



En considérant l'équilibre du massif ADEF, les forces en présence sont :

. La résultante R sur la base du mur.

. Le poids W du massif de sol ADFA.

. Les forces résistantes, s'opposant au mouvement (le long de la ligne de rupture) dues aux contraintes :

.. f_1 inclinées de Ø sur la normale à AD

.. f inclinées de $\delta < Ø$ sur la normale à DE

.. f_2 inclinées de Ø sur la normale à EF

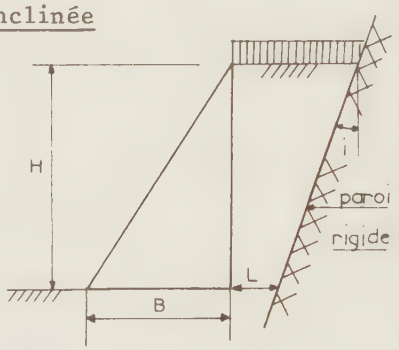
f étant inclinée de $\delta < \phi$ offre une résistance moindre au glissement le long de DE, par rapport au cas où le substratum est rugueux ($\delta = \phi$).

Pour $\frac{L}{B} \geqslant 1$, la ligne de rupture ne doit plus couper le substratum et les contraintes f s'opposant au mouvement étant toutes inclinées de ϕ, développent la résistance maximum.

En résumé, il peut être dangereux de construire un mur de soutènement sur une faible couche ($\frac{L}{B} < 1$) de sol pulvérulent surmontant un substratum rocheux. Toutefois, si on est assuré que le substratum est rugueux et si la couche de sol pulvérulent le surmontant est de faible épaisseur ($\frac{L}{B} \leqslant 0{,}3$), l'augmentation de stabilité peut être considérable.

5. Mur proche d'une paroi rigide inclinée

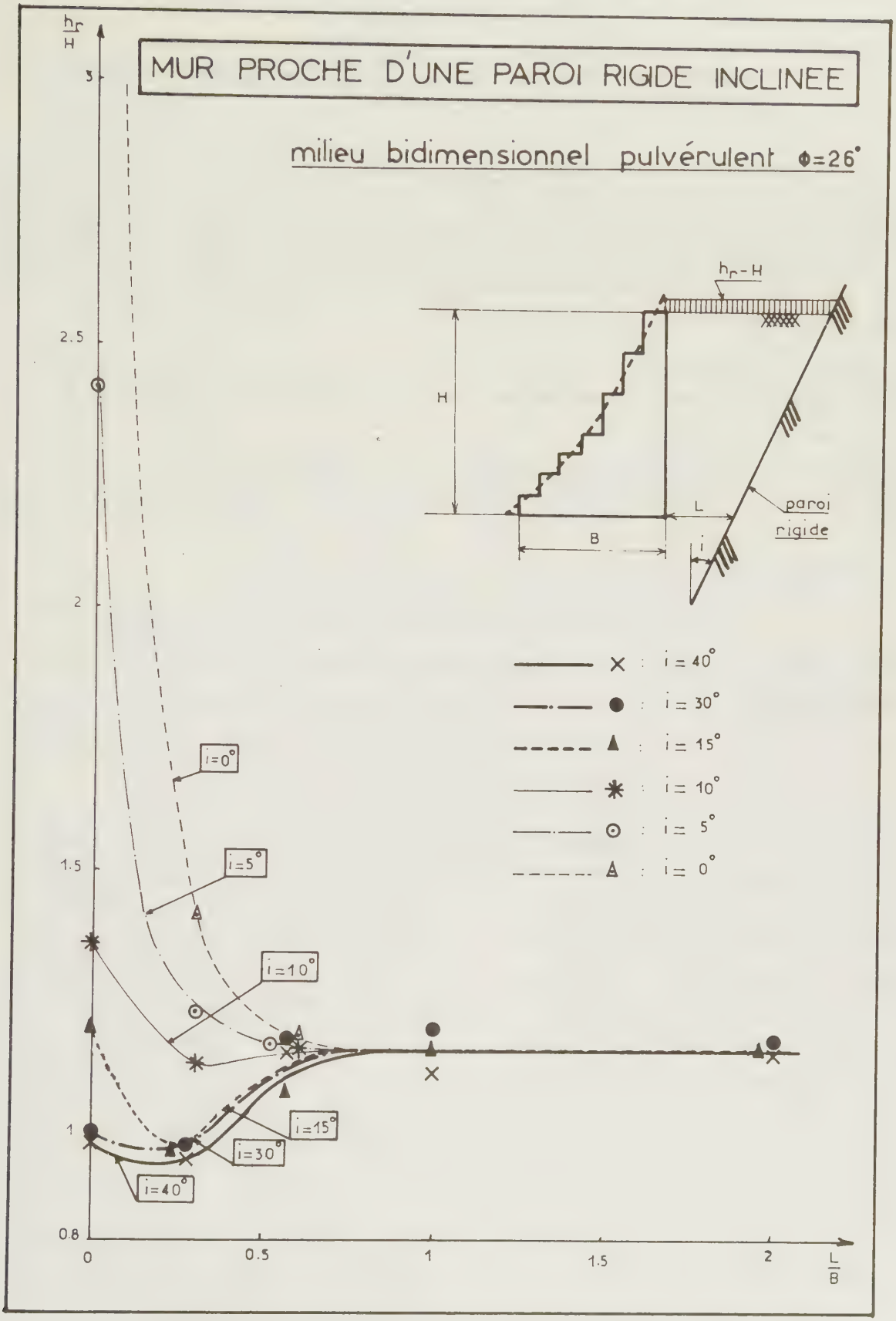
Nous avons testé le mur A_7 proche d'une paroi rigide et lisse, la distance L de ce mur à la paroi pouvant varier.



Le graphique 3.58 rassemble les différents résultats trouvés pour des inclinaisons de la paroi successivement égales à 0°, 5°, 10°, 15°, 30°, 40° :

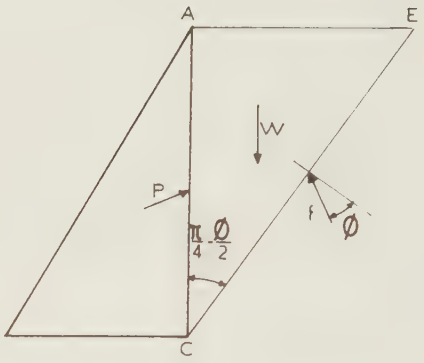
* Pour 15°, 30° et 40°, les courbes $\frac{h_r}{H}(\frac{L}{B})$ sont identiques (les valeurs de h_r varient peu) ; il se produit une faible diminution de h_r jusqu'à $\frac{L}{B} \simeq 0{,}2$, ensuite, il y a une augmentation de cette hauteur de rupture jusqu'à l'asymptote : $\frac{h_r}{H} = 1{,}22$ (valeur déjà trouvée dans le chapitre précédent pour le mur A_7), cette asymptote étant atteinte pour $\frac{L}{B} \simeq 0{,}5$.

GRAPHIQUE 3-58



Pour $i \leqslant 10°$, les courbes $\frac{h_r}{H}$ $(\frac{L}{B})$ décroissent constamment jusqu'à la valeur asymptotique.

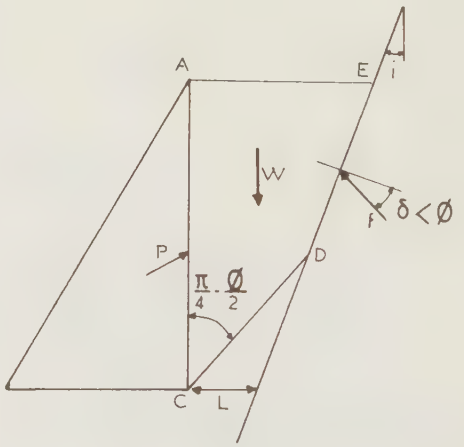
Nous allons tenter d'expliquer simplement ceci en reprenant la théorie de Coulomb : la ligne de glissement d'un massif de sol en poussée derrière un mur de soutènement est sensiblement inclinée de $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$ par rapport à la verticale. Le massif de sol ACE est soumis à la force P exercée par le mur le long de AC, au poids W du sol et aux contraintes f s'opposant au mouvement du massif de sol ; ces contraintes sont inclinées de ϕ, car nous avons, le long de CE, un frottement sol sur sol.



Si nous disposons maintenant tout près du mur (L faible par rapport à B), une paroi rigide lisse inclinée de i sur la verticale, il y a deux cas à envisager :

→ i est proche de $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$

Pour notre modèle $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} = 32°$, donc ceci correspond aux valeurs de i égales à 30° et 40°. Le massif de sol prenant le chemin de la moindre résistance, il va se développer une ligne privilégiée de glissement EDC sur laquelle, le long de DE les contraintes de résistance au glissement seront inclinées de $\delta < \phi$. La résistance au glissement sera donc inférieure à ce qu'elle était dans le cas où $\delta = \phi$ et la stabilité du massif sera moindre (voir graphique 3.58 où les valeurs de $\frac{h_r}{H}$ correspondant à i = 30° et 40°, sont inférieures pour L < 0,5 B, à la valeur asymptotique obtenue pour L ⩾ 0,5 B).



$\rightarrow i \leqslant 10°$

Dans ce cas, pour des valeurs faibles de L, le coin de Coulomb ne peut pas se former. Lors de la rupture, la ligne privilégiée de glissement EDC se développe aussi, mais, le poids des terres étant très faible par suite de la faible inclinaison, la stabilité se trouve considérablement accrue. A l'extrême pour $i = 0°$ et $L = 0$, h_r est, bien sûr, infinie.

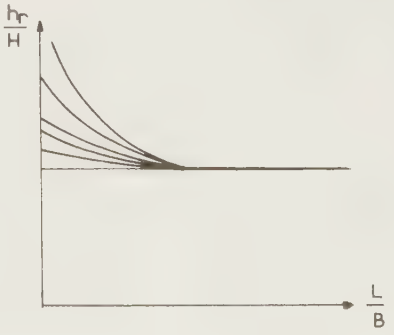
$i = 15°$ constitue la limite entre ces deux cas.

Si on doit construire, en milieu pulvérulent, un mur de soutènement proche d'une paroi rigide, lisse et inclinée, on distingue deux cas :

. Si l'angle d'inclinaison i sur la verticale est faible, il n'y a aucun danger.

. Si $i \geqslant 10°$, il est préférable de construire ce mur à une distance relativement importante de la paroi ($L > 0{,}5\ B$), sinon la hauteur de rupture admissible risque d'être sensiblement diminuée.

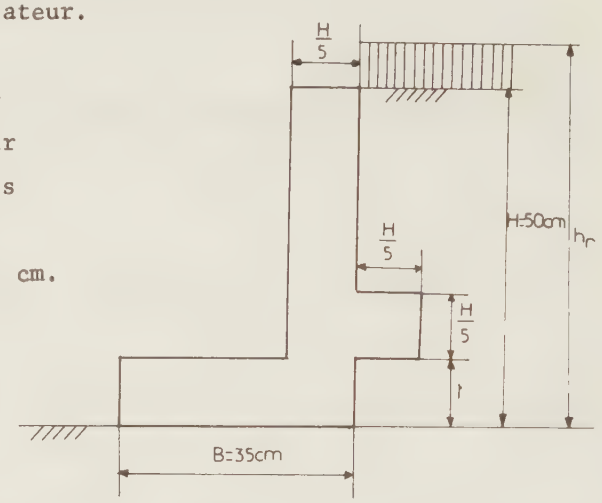
Nous regrettons, faute de temps, de n'avoir pas pu envisager le cas d'une paroi rigide rugueuse ainsi que le cas d'un mur ayant, lors de la rupture, une rotation dans le sens positif (la rotation de A_7 étant négative). Il est probable que, dans le cas d'une paroi rigide, rugueuse, les frottements maximum pouvant se développer tout au long de la paroi, les courbes $\frac{h_r}{H}\ (\frac{L}{B})$ auraient été toutes décroissantes jusqu'à l'asymptote quelle que soit la valeur de i. En ce qui concerne la rotation des murs, nous pensons que ce facteur n'a pas beaucoup d'influence, car il ne s'agit pas ici de la stabilité du mur même, mais de la stabilité d'ensemble du massif.



6. Influence de la position du stabilisateur arrière

MAURICE, qui a étudié les murs à stabilisateur arrière, n'a pas étudié le rôle de la position de ce stabilisateur.

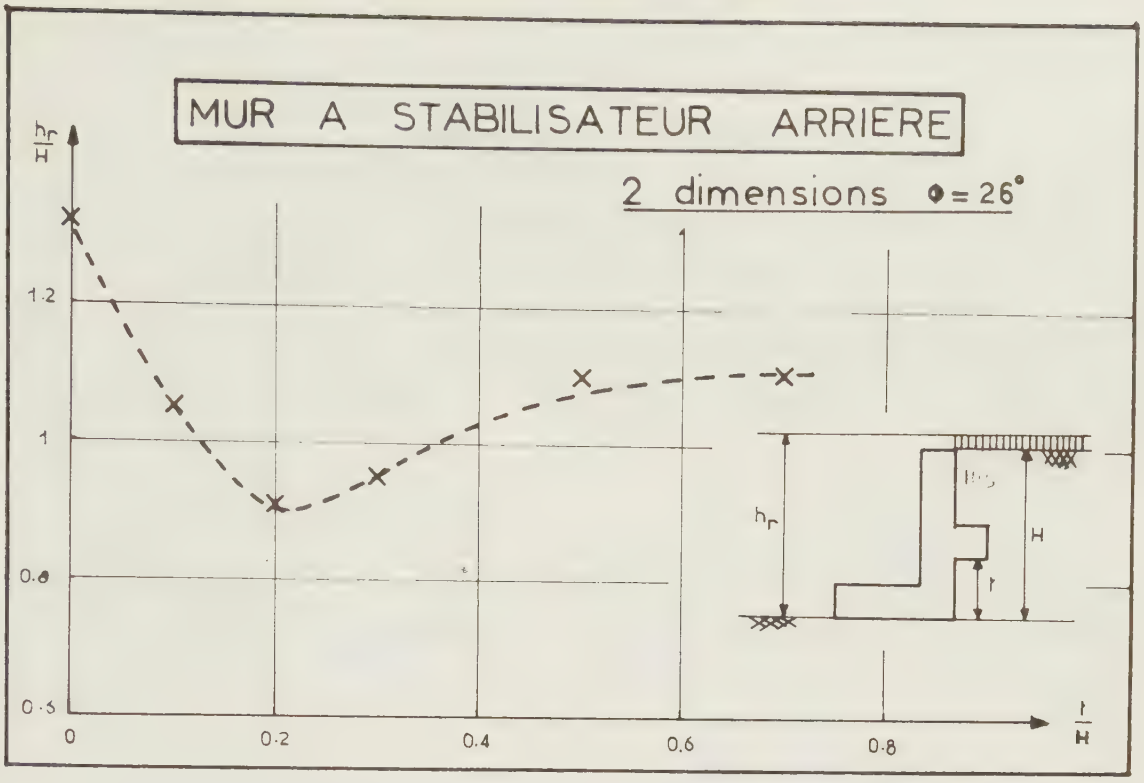
A l'aide des éléments interchangeables, nous pouvons facilement déplacer le stabilisateur et faire varier t ; tous les essais ont été réalisés pour une longueur et une largeur du stabilisateur égale à $\frac{H}{5}$ = 10 cm.



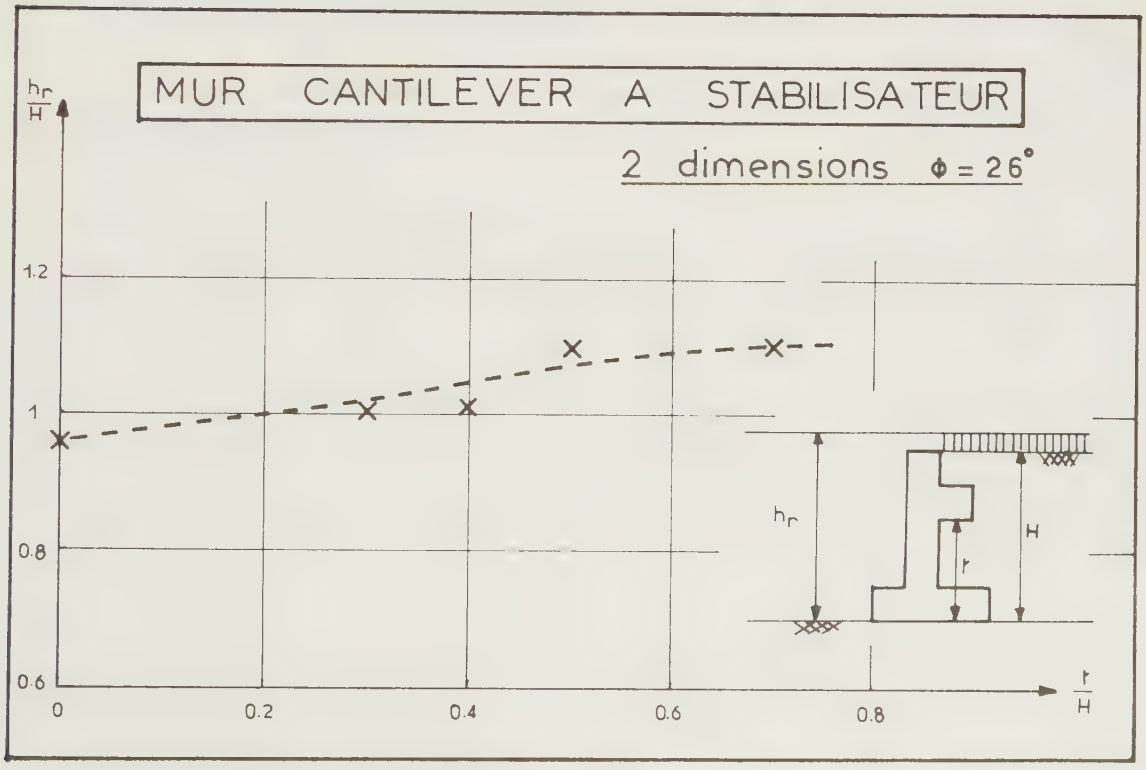
Il apparaît sur le graphique 3.59 que la plus grande stabilité est atteinte pour t = 0. Elle passe par un minimum pour $\frac{t}{H}$ = 0,2, puis augmente légèrement lorsque t croît. Pour t = 0, $\frac{h_r}{H}$ = 1,32, mais la base est alors de 45 cm, ce qui est excessif pour une hauteur de mur de 50 cm.

Hormis le cas où t = 0 pour lequel la base est trop importante par rapport à la hauteur du mur, il semble que pour augmenter la hauteur de rupture d'un mur à stabilisateur arrière, il faut placer ce stabilisateur relativement haut. C'est ce que nous avions déjà observé pour les murs B_5, B_6, B_7 de la série B (annexe 3).

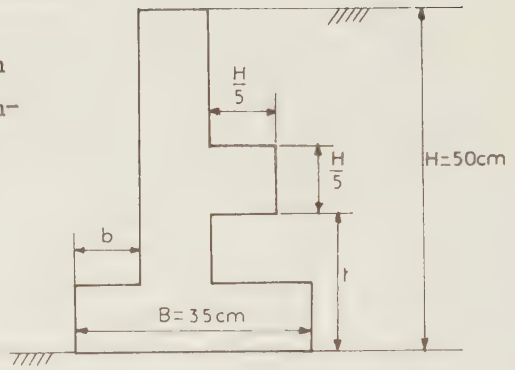
GRAPHIQUE 3-59



GRAPHIQUE 3-60



7. Mur cantilever à stabilisateur



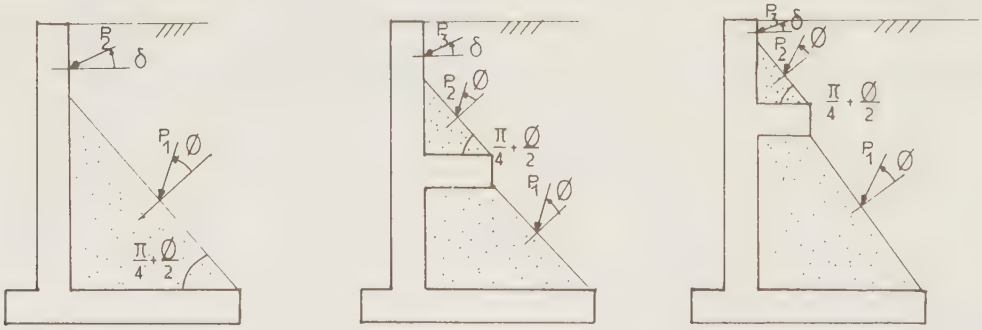
Nous faisons varier la position du stabilisateur le long du rideau d'un mur cantilever correspondant sensiblement à l'optimum ($\frac{b}{B}$ = 0,28 alors que le mur cantilever optimum à base horizontale et rideau vertical est tel que $\frac{b}{B}$ = 0,25).

Le graphique 3.60 nous montre que là-aussi la stabilité du mur augmente avec la distance t du stabilisateur à la base. Cette augmentation, comme on peut en juger sur le graphique, n'est tout de même pas considérable.

Nous pensons qu'elle est due :

. à la diminution de l'inclinaison δ de la résultante sur la base, car, lorsque le stabilisateur est placé dans une position supérieure, la poussée se rapproche de la verticale.

. à l'augmentation du poids des terres solidaires du mur, qui a pour but de diminuer δ (le poids W devenant prépondérant par rapport à la poussée).



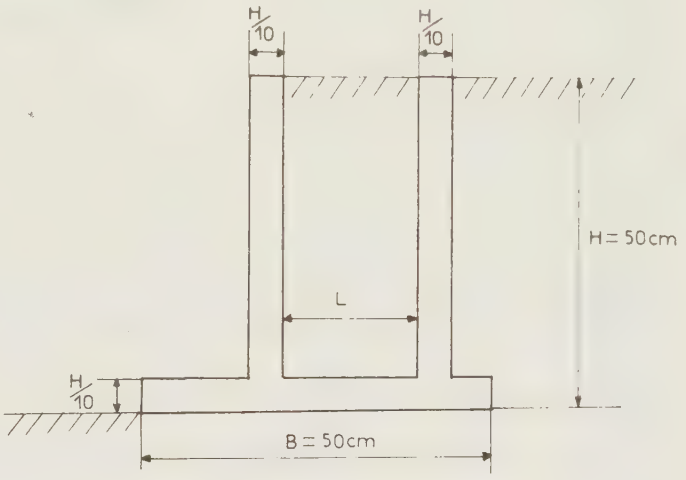
8. Murs cellulaires

Nous appelons murs cellulaires, des murs ayant des cavités. Ces cavités peuvent être remplies de sol, ce qui a pour but d'augmenter le poids du mur et de réaliser une économie non négligeable de matière.

A l'aide de nos éléments interchangeables il est possible de construire des murs ayant deux parois verticales, dont l'intervalle, de longueur L, est rempli de rouleaux.

Nous nous posons le problème suivant : Quelle est la position des parois, sur la base, assurant la meilleure stabilité du mur ?

La base a une largeur égale à la hauteur du mur, H = B = 50 cm. L'épaisseur du mur est en toutes sections égale à H/10.



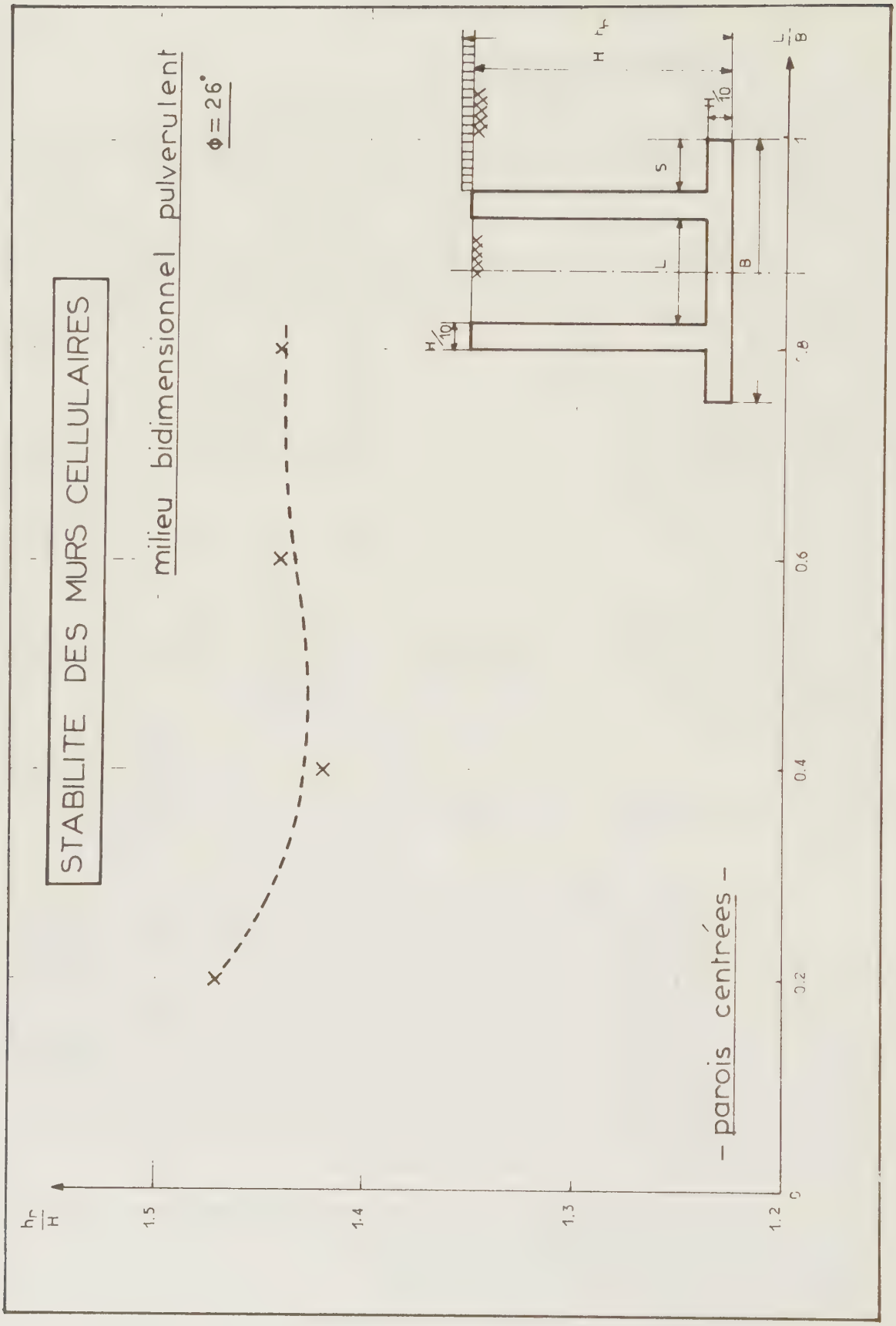
Nous allons successivement étudier le mur avec des parois centrées et avec des parois excentrées sur la base.

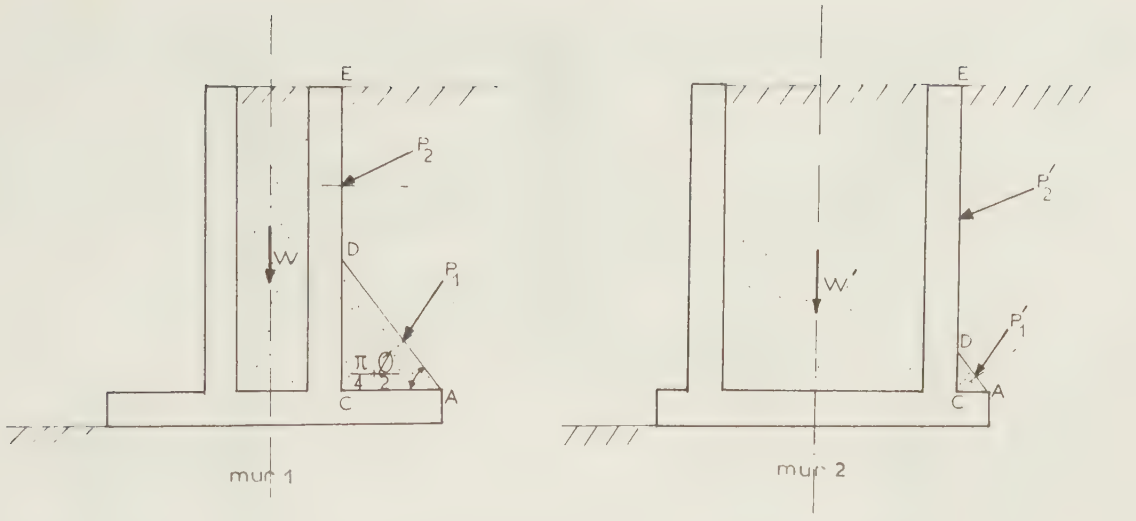
8.1. Parois centrées

Les expériences ont été effectuées pour 4 valeurs de $\frac{L}{B}$: 0,2 , 0,4 , 0,6 et 0,8 . Les schémas sont reportés sur les annexes 11 et 12. Le graphique 3-61 représente la hauteur de rupture en fonction de l'écartement des parois : $\frac{hr}{H}$ ($\frac{L}{B}$) . Les valeurs de h_r sont pratiquement constantes ; toutefois, pour la plus faible valeur de L ($\frac{L}{B}$ = 0,2; mur L_1) on relève la valeur la plus importante de h_r, alors que le poids du mur est le plus faible. En nous reportant aux annexes 11 et 12, nous constatons que la rotation de L_1 est négative, alors que pour L_2 , L_3 et L_4, elle est positive.

Considérons deux murs cellulaires, l'un ayant les parois très rapprochées, l'autre ayant des parois éloignées.

GRAPHIQUE 3-61



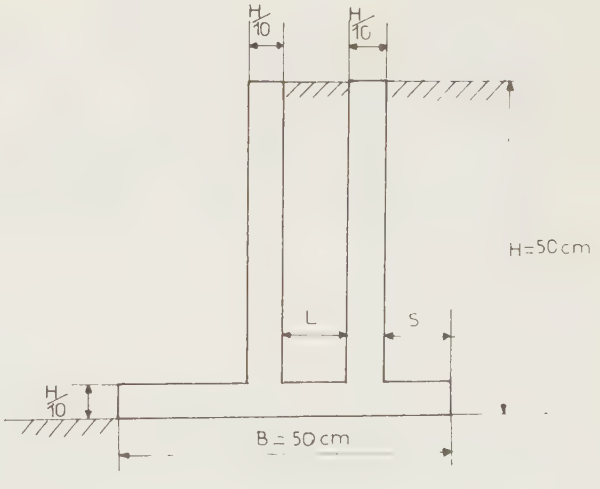


Il n'est pas aisé de déterminer de manière générale la forme de mur qui admettra la plus forte résultante sur la base, car si $w' > w$, par contre, $P_1 + P_2 > P'_1 + P'_2$ (la longueur DA étant supérieure pour le mur 1). On ne peut pas savoir de même le sens dans lequel vont évoluer l'excentricité et l'inclinaison de la résultante. Il est dans ces conditions impossible de donner une conclusion générale en se basant sur des considérations uniquement qualitatives. Il faut dans chaque cas particulier effectuer un calcul. Nous retiendrons de cette étude que quelle que soit la valeur de L, la stabilité est pratiquement constante (bien que légèrement supérieure pour $\frac{L}{B} = 0,2$). En écartant au maximum les parois, nous n'augmentons en rien la stabilité.

8.2. Parois excentrées

Les expériences sont réalisées en fonction des deux paramètres suivants :

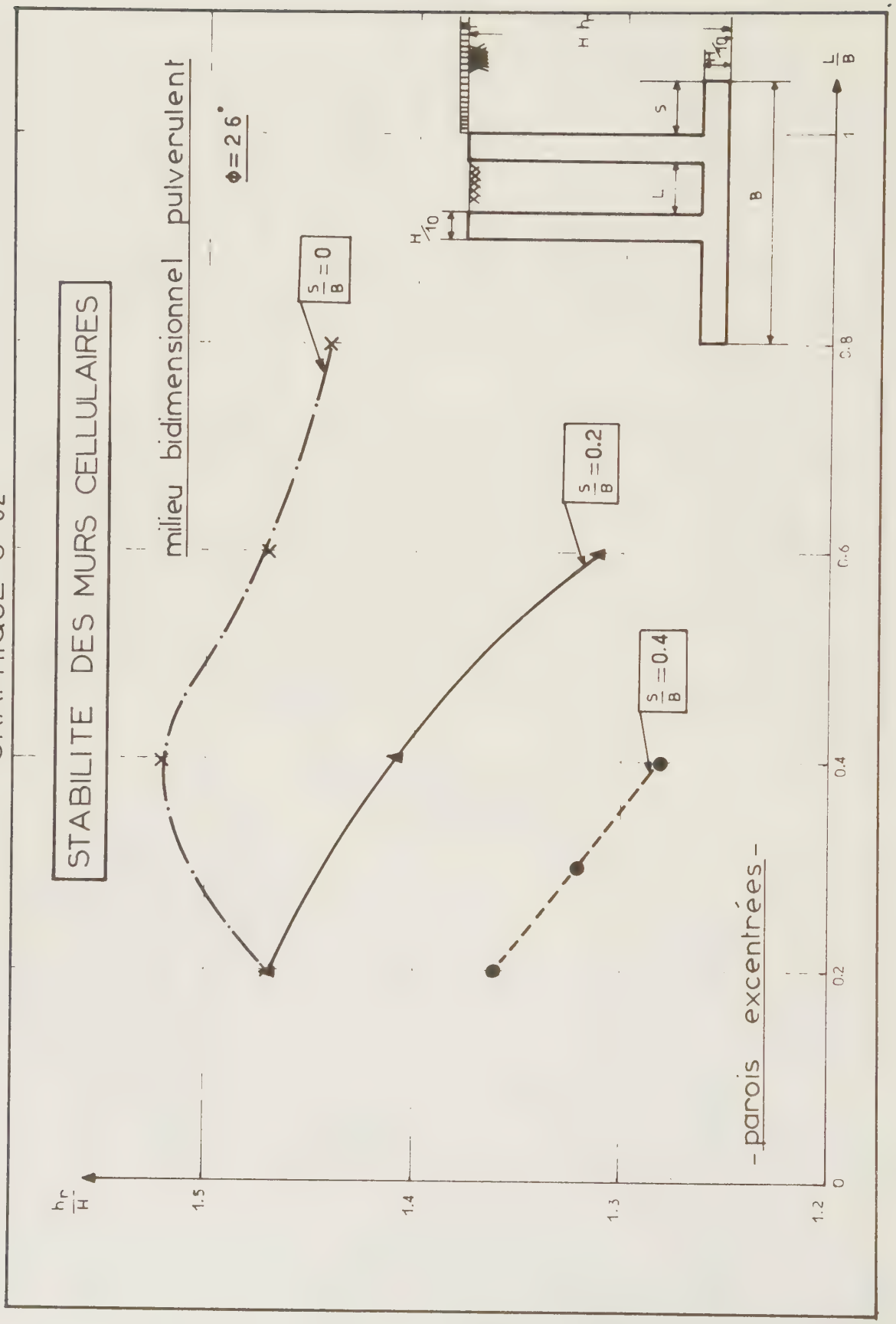
- écartement L des parois
- distance S de la paroi en contact avec le remblai, à l'extrémité de la base.



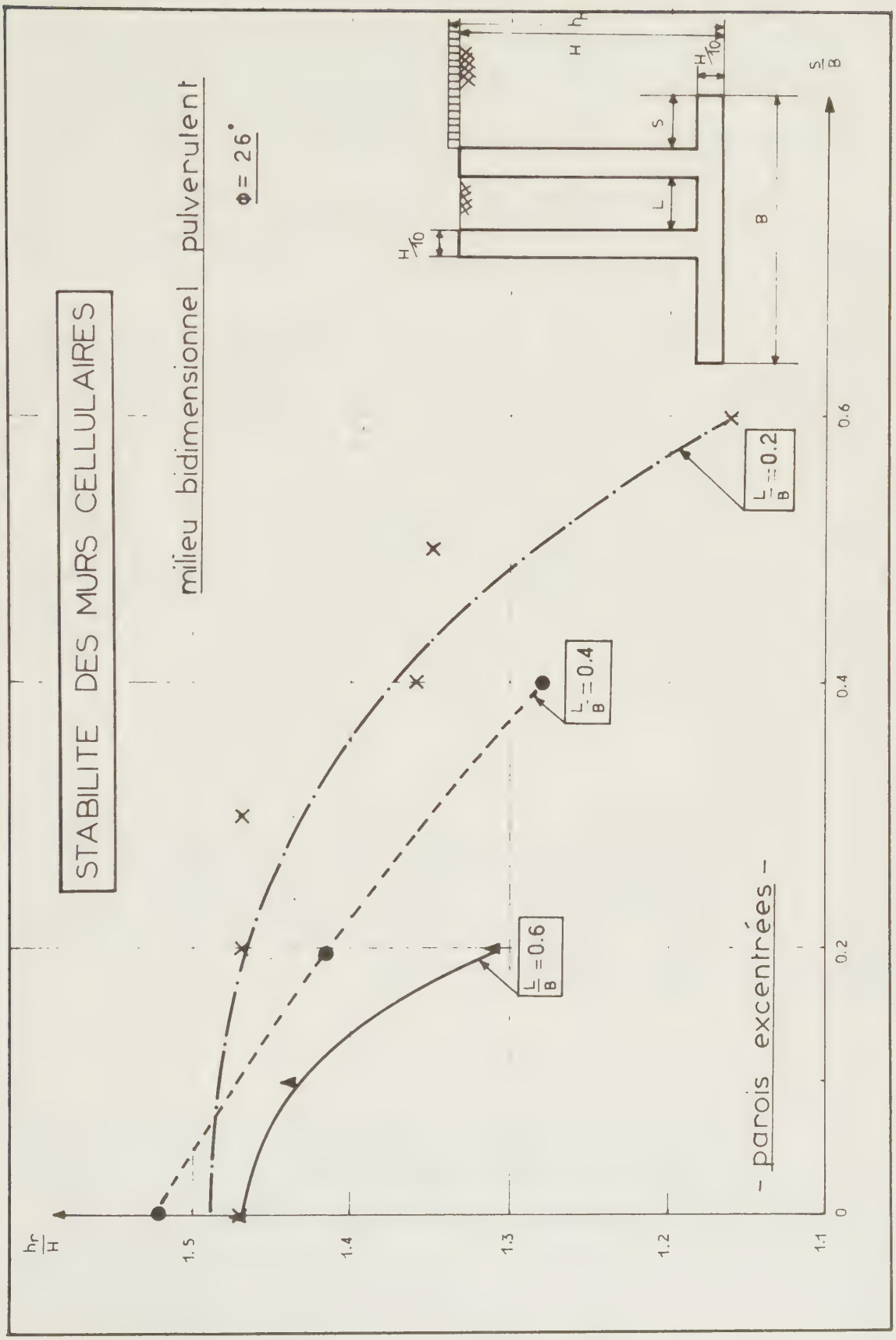
Les schémas des modèles réduits sont reportés sur les annexes 12 et 13 avec leurs positions finales après renversement.

Le graphique 3-62 regroupe les courbes $\frac{hr}{H}\left(\frac{L}{B}\right)$ pour des valeurs de $\frac{S}{B}$ égales respectivement à 0 , 0,2 et 0,4 . De même, sur le graphique 3-63 sont reportées les courbes $\frac{hr}{H}\left(\frac{S}{B}\right)$ pour plusieurs valeurs de $\frac{L}{B}$.

GRAPHIQUE 3-62



GRAPHIQUE 3-63



Il apparaît que :

. Pour une valeur fixe de $\frac{L}{B}$, la stabilité croît lorsque $\frac{S}{B}$ décroît ;

. Pour une valeur fixe de $\frac{S}{B}$, la stabilité croît lorsque $\frac{L}{B}$ décroît.

La seule exception à cette dernière règle est obtenue avec $\frac{L}{B} = 0,4$ et $\frac{S}{B} = 0$, pour lequel nous trouvons une hauteur de rupture très importante et égale à 76 cm ($\frac{h_r}{H} = 1,52$).

Quelle que soit la valeur de $\frac{L}{B}$, les murs les plus stables sont obtenus pour $\frac{S}{B} = 0$, la rupture se produisant dans le sens négatif , l'excentricité étant fortement positive ; nous avons retrouvé ce résultat dans toutes les séries d'expériences réalisées ($\frac{L}{B} = 0,2$; $\frac{L}{B} = 0,4$; $\frac{L}{B} = 0,6$).

De ces essais nous tirons la règle suivante :
La paroi en contact avec le remblai doit être placée à l'extrémité de la base ($\frac{S}{B} = 0$), la meilleure stabilité étant obtenue lorsque l'autre paroi est distante de $L = 0,4\ B$; toutefois, pour $0,2\ B \leqslant L \leqslant 0,8\ B$, les valeurs de h_r sont importantes et très légèrement inférieures à la valeur maximum 0,4 B.

° ° °

Outre les résultats d'études précises (position du stabilisateur arrière, position des parois d'un mur cellulaire, etc ...), ce chapitre a une fois de plus mis en évidence l'importance du sens de rotation d'un mur (remblai aval, talon sous la base) ainsi que l'influence de l'inclinaison des contraintes (base rigide sous jacente, paroi rigide inclinée).

° ° °

Sans reprendre les principales conclusions énoncées tout au long de cette troisième partie, nous pouvons constater combien il est difficile d'évaluer la stabilité d'un ouvrage pouvant se déplacer librement, bien que cette étude soit réalisée avec des modèles réduits, sur un sol analogique parfaitement homogène dont nous connaissons les propriétés. Il est aisé de comprendre que pour un ouvrage réel, la difficulté se trouve accrue ; c'est pourquoi, dans la

dernière partie qui va suivre, nous présentons quelques problèmes constructifs, à partir d'études reposant sur des ouvrages réels, qui nous permettront d'énoncer un certain nombre de règles de sécurité.

REFERENCES

3ème partie

1 ALBERT R., HOUY A., RAUD J. , VERDIER G. : "Etude à l'aide de modèles réduits de batardeaux massifs reposant sur fondation rigide". Fifth E.C.S.M.F.E., Madrid 1972.

2 BIAREZ J. : "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents". Thèse de Doctorat ès-Sciences, Faculté des Sciences de Grenoble, 1962.

3 BIAREZ J., NEGRE R. :"Etude de la rotation d'un rideau vertical rigide soumis à un moment de renversement". C.R.A.S. t. 250, p. 2513-2515.

4 BIAREZ J., WIENDIECK K. : "Contribution au calcul de stabilité des palplanches non ancrées dans un sol pulvérulent". C.R.A.S., 1964.

5 BIAREZ J., DEVECSERI D. , KRZYZANOWSKI J., MARTIAL G., MAURICE M., SENS M.A., TRAN-VO-NHIEM J. : "Experiments and calculations with retaining walls in limit-equilibrium". Proceedings, 4th. Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp. 355-372.

6 BIAREZ, ALBERT, VERDIER : "Introduction à l'étude de la stabilité des ouvrages de soutènement et gabions de palplanches". Conférence faite à Amsterdam le 13 octobre 1970.

7 BLUM : "Wirtschaftliche dalbenformen und ihre berechnung". Die Bautechnik 10 (1932) H.S.

8 BRINCH HANSEN J. : "Earth pressure calculation". The Danish Technical press. The Institution of Danish civil Engineers, Copenhagen, 1953.

9 BOUCRAUT L.M. : "Equilibre limite d'un milieu pulvérulent à deux dimensions sollicité par un écran rigide".
Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1964.

10 BROS B. : "The influence of model retaining wall displacements on active and passive earth pressures in sand".
Fifth E.C.S.M.F.E., Madrid, 1972.

11 BUCHHOLZ : "Berechnung Von Ankerplatten Und Wänden".
Die Baningenieur (1935) n°16, p. 227.

12 CAPELLE J.F. : "Contribution à l'étude des massifs en rotation".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1960.

13 FAGNOUL A., BONNECHERE F., BOLLE A. : "Etude sur modèle de l'action des terres sur une paroi rigide, en fonction de son déplacement".
Fifth E.C.S.M.F.E., Madrid, 1972.

14 GROSJEAN Ph. : "Etude de l'état de butée sur les flancs verticaux d'une fondation prismatique bidimensionnelle sollicitée à l'arrachement".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble, 1969.

15 BIAREZ J., GROSJEAN Ph., TRAN-VO-NHIEM J. : "Force de soulèvement d'une fondation en fonction du la force normale aux parois latérales en milieu pulvérulent bidimensionnel".
C.R.A.S., 1969.

16 HUECKEL : "Zdolnosc Kotwiaca sztywnych elementon poziomych Zanurzonich luynym gruncie".
Archiwum Hydrotech. Vol.3, 1963.

17 HAERINGER J. : "Contribution à l'étude de la force portante des fondations de surface en milieu pulvérulent à deux dimensions".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1964.

18 KEZDI A. : "Earth Pressure Measurements".
Fifth E.C.S.M.F.E., Madrid, 1972.

19 KEZDI A. : "Stabilité des ouvrages rigides"
Rapport général, Séance II. Fifth E.C.S.M.F.E., Madrid 1972.

20 MACKEY R.D. : "Active and Passive pressures on curved surfaces".
Sols-Soils n°17 - 1966.

21 MEYERHOF G.G. : "The Bearing Capacity of foundations under excentric and inclined loads".
Proc. of the 3rd. I.C.S.M.F.E., Vol.1, p. 440-445, Zurich 1953.

NEGRE R. : "Etude de la rotation d'un rideau vertical soumis à un moment de renversement en contraintes normales".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1959.

22 PICCHIOTTINO J. : "Force portante des fondations, charges à inclinaisons et excentricités variables. Etude expérimentale par analogie".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1962.

23 REMY C. : "Contribution à l'étude des contraintes sur une paroi fixe et rigide".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1965.

24 REHNMAN S.E., BROMS B.B. : "Lateral pressures on basement wall. Results from full-scale tests".
Fifth E.C.S.M.F.E., Madrid, 1972.

25 TCHENG Y., ISEUX J. : "Essais de butée en vraie grandeur et contraintes engendrées par une surcharge rectangulaire sur un mur vertical".
Fifth E.C.S.M.F.E., Madrid, 1972.

26 TOTH I. : "Contribution aux calculs des rideaux de palplanches avec tirants à deux niveaux".
Revue Construction. Octobre 1968.

27 TRAN-VO-NHIEM : "Force portante limite des fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages".
Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1971.

28 TSCHEBOTARIOFF G.B. : "Final report large scale earth pressure tests with model flexible bulkhead".
Princeton University. Janvier 1949.

29 VELOT G. : "Evaluation de la stabilité des murs de quai poids à l'aide de la force portante du sol de fondation".
Mémoire de fin d'Etudes, E.C. Paris, 1968.

30 VERDEYEN et ROISIN : "Stabilité des terres".
Editions Eyrolles.

QUATRIEME PARTIE

PROBLEMES CONSTRUCTIFS

Etant donné la complexité du matériau qu'est le sol, il est toujours souhaitable, lorsqu'on veut réaliser une construction, d'avoir des renseignements, outre les calculs et les expériences en modèles réduits, sur les ouvrages voisins.

S'il est plus difficile de prévoir un mouvement que de l'expliquer, il est encore plus difficile de l'éviter. Les études statistiques des désordres, bien que n'offrant aucune règle stricte, permettent de tirer des conclusions qui évitent de reproduire plusieurs fois les mêmes erreurs.

Dans cette partie nous présentons les résultats de certaines de ces études sur les ouvrages en palplanches plates et sur les murs de soutènement.

o o

o

CHAPITRE 1 - OUVRAGES EN PALPLANCHES PLATES

Nous présentons une étude réalisée par COLLIN et DUFOUR (Réf.2) lors de l'exécution d'une centaine de fouilles dépassant 10 m de profondeur, après quoi nous énoncerons un certain nombre de règles.

1. RESULTATS DE L'ETUDE

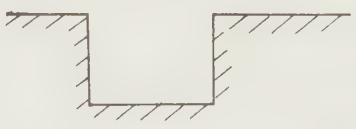
1.1. Milieu pulvérulent

Les principaux désordres constatés sont :

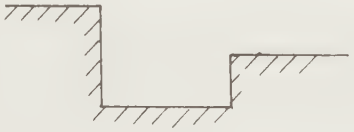
- Affouillements et décompression à la périphérie ;
- Glissements rapides et imprévisibles ;
- Poussée sous estimée (surtout lorsque l'écran a de faibles déplacements) ;
- Rupture de fond de fouille ;
- Phénomènes provenant de circulations d'eau (rabattement non approprié, renard ...).

Les auteurs distinguent selon le type de fouille :

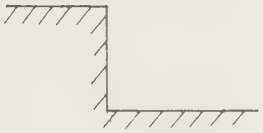
. fouilles fermées



. fouilles semi ouvertes



. fouilles ouvertes



Les désordres dans les fouilles fermées diminuent lorsque la profondeur augmente par suite de plus grand soin apporté à des constructions profondes. En ce qui concerne les fouilles semi ouvertes, les accidents proviennent de ruptures de pied de talus par butonnage insuffisant. Enfin, pour les fouilles ouvertes, la construction est très délicate et le pourcentage de désordres élevé , c'est pourquoi à partir de 20 m on utilise, lorsque cela est possible, des talus.

1.2. Milieu cohérent

Les désordres se résument à :

- Déformations d'écrans en tête et en pied ;
- Rupture de pied de talus ;
- Soulèvement du fond de fouille ;
- Tassement des fondations voisines ;
- Gonflement ;
- Modifications trop brutales de l'hydrologie par assèchement ou rabattement.

Dans ce cas les désordres sont lents et faibles, mais les pourcentages sont importants, sauf si les fouilles sont fermées car elles se prêtent bien aux blindages

2. REGLES A OBSERVER

Ces règles sont à préciser par des recherches, mais il est possible de dégager quelques conseils à partir des dangers dus :

. au type d'ouvrage ;

. à la mise en place.

2.1. Dangers dus au type d'ouvrage

Pour un ouvrage formé d'une chaine continue d'éléments, il suffit d'une rupture locale pour avoir la destruction d'une cellule et l'inondation d'une fouille. On comprend la nécessité d'éliminer toute imperfection locale du métal, mais ceci est bien délicat. Il faut donc continuer les recherches pour améliorer le métal et les techniques de contrôle.

2.2. Dangers dus à la mise en place

La plupart des ruptures se produisent au voisinage de la palplanche de fermeture ; avant la pose de celle-ci il faut que les palplanches soient peu enfoncées.

Il est souhaitable de disposer une cerce inférieure près du sol (moins d'un mètre) pour obtenir un aspect circulaire (fouilles fermées).

Fréquemment les sollicitations maximales sont dues au battage et à des formes nullement prévues dans les calculs ; il serait souvent préférable de proscrire le battage et d'exiger la vibration (non le vibrobatteur).

Des particules dures peuvent se placer dans la partie femelle des palplanches, ce qui empêche la partie mâle de passer ; pour éviter ceci il faut enfoncer les parties mâles dans le sol avant les autres ou bien on doit fermer l'extrémité inférieure des parties femelles avant l'enfoncement.

A chaque instant la construction doit être contrôlée par une personne qualifiée. Ce contrôle doit porter sur la modification inacceptable des palplanches sur le chantier (soudures, découpages, etc ...), car l'étude détaillée montre que les contraintes les plus dangeureuses proviennent d'une mise en place incorrecte.

CHAPITRE 2 - MURS DE SOUTENEMENT

Le calcul d'un mur de soutènement réel repose sur plusieurs hypothèses :

- Le mur peut se déplacer de manière à mobiliser la poussée, ce qui est le cas de tous les murs qui ne sont pas soutenus rigidement en tête.
- La pression interstitielle de l'eau dans le remblai est négligeable. Il faut donc prévoir un réseau de drainage dans le remblai.
- Les caractéristiques du remblai sont connues avec précision. Il faut donc étudier le matériau constituant le remblai et ceci avant d'étudier le mur lui-même.

Lorsque les deux dernières conditions ne sont pas remplies, la pression exercée sur le mur passe par des fluctuations saisonnières très prononcées.

Une documentation sur le comportement des murs de soutènement remblayés suivant les procédés habituels et sur l'efficacité des drains est la garantie de nouveaux progrès dans la construction des murs de soutènement. Il est nécessaire de procéder à des observations sur des ouvrages existants. Louis LOGEAIS (réf.4) a donné une classification des sinistres d'après une enquête portant sur 300 murs écroulés. Nous allons reprendre les principales conclusions de cette enquête, avant de donner un certain nombre de règles pratiques.

1. CLASSIFICATION DES SINISTRES

Tous les désordres dont il est question dans cette partie ont été réellement observés.

1.1. Dimensionnement insuffisant de la base de l'ouvrage

Ces sinistres représentent 25 % du total.

1.1.1. Fondations insuffisantes dès le stade de la conception

L'étude a relevé plusieurs cas :

. Absence de tout calcul. Il a été construit, par exemple, un mur de 11 m de haut et 1 m de large à la base.

. Sous estimation des efforts. A ce sujet, les matériaux pulvérulents constituent les meilleurs remblais, car $\emptyset$ étant fort, ils opposent une forte résistance au cisaillement et les poussées sont plus faibles.

. Surestimation de la capacité portante du terrain de fondation.

1.1.2. Travaux ultérieurs modifiant l'équilibre d'un mur stable jusqu'alors.

Ceci peut être le cas d'une surélévation du mur permettant la retenue d'un volume supplémentaire de terre.

1.2. Absence ou défaillance du système de drainage

C'est la plus importante cause des désordres (33 %) ; toutefois si le remplai est constitué de sables et graviers, ceux-ci constituent leur propre drainage.

L'étude signale :

. Absence de tout système d'évacuation des eaux.

. Mauvaise conception du dispositif d'évacuation des eaux.

Tout dispositif de drainage doit en effet comporter un filtre qui recueille les eaux d'infiltration à l'intérieur des terres soutenues et des conduites qui évacuent, en aval du mur, les eaux collectées par le filtre. Mais il est certain qu'à elles seules des barbacanes ne suffisent pas. De même, une couche drainante exige des barbacanes.

. Cas où le système drain-barbacane se colmate. Les fines particules obstruent les orifices ou canalisations d'évacuation.

1.3. Défaillance mécanique de la paroi verticale du mur (19 %)

Ces désordres sont relativement importants et peuvent provenir :

. d'une paroi d'épaisseur insuffisante ;
. de l'interposition d'une couche de glissement qui provoque des déplacements (interposition d'un produit noir pour éviter des remontées capillaires dans l'ouvrage).

1.4. Fautes commises lors du remblaiement (10 %)

. Remblaiement prématuré, effectué avant que n'aient été mis en oeuvre tous les éléments nécessaires à la stabilité définitive de l'ouvrage.

. Remblaiement en grande masse, soumettant l'ouvrage à des conditions plus défavorables que celles pour lesquelles il avait été calculé. Pour éviter ceci il faut remblayer par couches minces en prenant soin de ne pas laisser s'approcher trop près du mur le buldozer qui remblaie.

Les autres causes de sinistres sont diverses et dépendent pour la plupart d'un manque de précautions pendant les travaux.

2. CONCLUSIONS

Le dimensionnement d'un mur de soutènement ne se fait qu'après l'étude du remblai : si l'étude du remblai est bien conçue, les sinistres dus au sous dimensionnement de la base, ou à l'épaisseur insuffisante de la paroi seront rares. Nous nous attacherons pour cette raison, aux seuls problèmes concernant le remblai à l'arrière du mur :

→ Il est préférable d'évaluer largement la densité γ_s du remblai, mais plutôt par défaut ϕ et C. On peut même lors d'un calcul négliger la cohésion.

→ Pour éviter les désordres dus à l'eau, il faut :

. Soit calculer les ouvrages en vérifiant qu'ils sont stables sous l'action de la poussée des eaux, mais ceci est coûteux.
. Soit dimensionner largement les orifices ou conduites d'évacuation des eaux, de façon à éviter la mise en charge du mur.

En plus des drains et barbacanes on peut réaliser :

. Sur le talus amont des revêtements peu perméables qui dirigent l'eau loin du mur ou par dessus.

. Sur le terrain aval également des revêtements étanches de pente suffisante pour éloigner des fondations du mur des eaux qui peuvent franchir l'ouvrage ou s'évacuer par les barbacanes.

⟶ Il est nécessaire de mettre en place le remblai par couches compactées si le mur est susceptible de se déplacer, ce qui est le cas général. Ceci est paradoxal car on augmente d'une part la densité, mais d'autre part on augmente l'angle de frottement ϕ, ce qui permet une diminution du coefficient de poussée (voir plus bas pages 63 à 65, graphiques 3-2 et 3-3) et une augmentation de l'inclinaison δ des contraintes sur la normale au mur.

⟶ Il faut éviter l'emploi de matériaux argileux qui peuvent gonfler et introduire de ce fait des pressions difficiles à contenir.

⟶ On évitera de même de solliciter le remblai par des vibrations.

⟶ Dans certains cas (murs de soutènement pour voies ferrées), il est impossible de supprimer l'augmentation de la densité du remblai sous l'effet de pluies et de vibrations, on doit donc prévoir ceci dans les calculs.

° ° °

Cette courte étude veut seulement être une mise en garde contre les difficultés rencontrées sur le chantier et n'a pas la prétention d'être limitative quant aux règles énoncées. Elle nous a permis de voir que le calcul et les expériences sur modèles réduits doivent être prolongés par une surveillance efficace sur le chantier. L'observation de règles simples et logiques, devraient permettre d'éviter un grand nombre d'accidents.

R E F E R E N C E S

4ème partie

1 BIAREZ, ALBERT, VERDIER : "Introduction à l'étude de la stabilité des ouvrages de soutènement et gabions de palplanches".
Conférence faite à Amsterdam le 13 octobre 1970.

2 COLLIN B., DUFOUR C. : "Etude statistique des désordres dans les fouilles à grande profondeur".
Fifth E.C.S.M.F.E. , Madrid 1972.

3 GUERRIN A. : "Traité de béton armé".
Tome 7, Editions Dunod, 1968.

4 LOGEAIS L. : "Murs de soutènement. Pathologie de la construction".
Chronique du Bureau Securitas et de la SOCOTEC.

C O N C L U S I O N

L'étude de l'action des terres sur des écrans plans, s'avère délicate. Les différents auteurs ne sont pas toujours en accord sur les valeurs du coefficient de pression des terres. C'est ainsi que pour un écran fixe, nos études expérimentales nous ont conduit à des valeurs très élevées du coefficient K_o, dans le cas ou le sol est incliné. Si l'écran est incliné nous avons vu qu'il existe très peu de résultats.

Les murs de soutènement peuvent avoir des profils quelconques ; on conçoit de ce fait que l'étude de la pression exercée par le sol pose des problèmes plus difficiles à résoudre que dans le cas d'écrans plans. Le mur peut avoir un mouvement tel, lors de la rupture, que les hypothèses usuelles sur le calcul de la poussée, l'orientation et l'inclinaison des contraintes, soient fausses ; c'est ce que nous avons observé lorsque la résultante sur la base, calculée avec les hypothèses usuelles, agit en un point éloigné du point d'excentricité optimum. Dans ces cas les coefficients de sécurité à la rupture sont différents de l'unité.

Nous avons distingué deux mouvements du mur :

. Si $e < e_M$, les murs subissent une rotation vers le côté aval et les méthodes usuelles de calcul sont sensiblement en accord avec les expériences (les valeurs de F sont légèrement supérieures à 1).

. Si $e > e_M$, les murs subissent une rotation vers le remblai et la théorie est en désaccord total avec les expériences, la stabilité théorique étant de beaucoup inférieure à la stabilité obtenue avec les modèles réduits.

La meilleure stabilité est ainsi obtenue pour des excentricités fortement positives alors que d'après la théorie elle devrait l'être pour e proche

de e_M , le mouvement du mur étant alors une translation. Il est certain que lorsque $e > e_M$, la méthode de calcul repose sur des hypothèses fausses.

Tous les facteurs agissant sur la stabilité d'un mur (excentricité de la résultante, orientation, inclinaison et valeur des contraintes, mouvement et forme du mur) sont liés, il est impossible d'isoler l'un d'entre eux pour étudier son action. Pour cette raison, nous avons procédé dans notre étude expérimentale par approximations successives ; ces approximations étant facilitées par la méthode de réalisation des murs en éléments interchangeables. Ceci nous a conduit à déterminer une forme optimale de mur : il s'agit de murs à profils fortement convexes, pour lesquels la rotation à la rupture s'effectue vers le remblai (sens négatif) et dont la stabilité, relativement importante, ne peut s'expliquer que par une augmentation (du fait du mouvement) des contraintes stabilisatrices.

A titre d'applications nous avons étudié la stabilité des murs de formes quelconques dans quelques cas particuliers. Certains cas ont permis de mettre en valeur les différences essentielles existant entre des murs dont le sens de rotation diffère lors de la rupture.

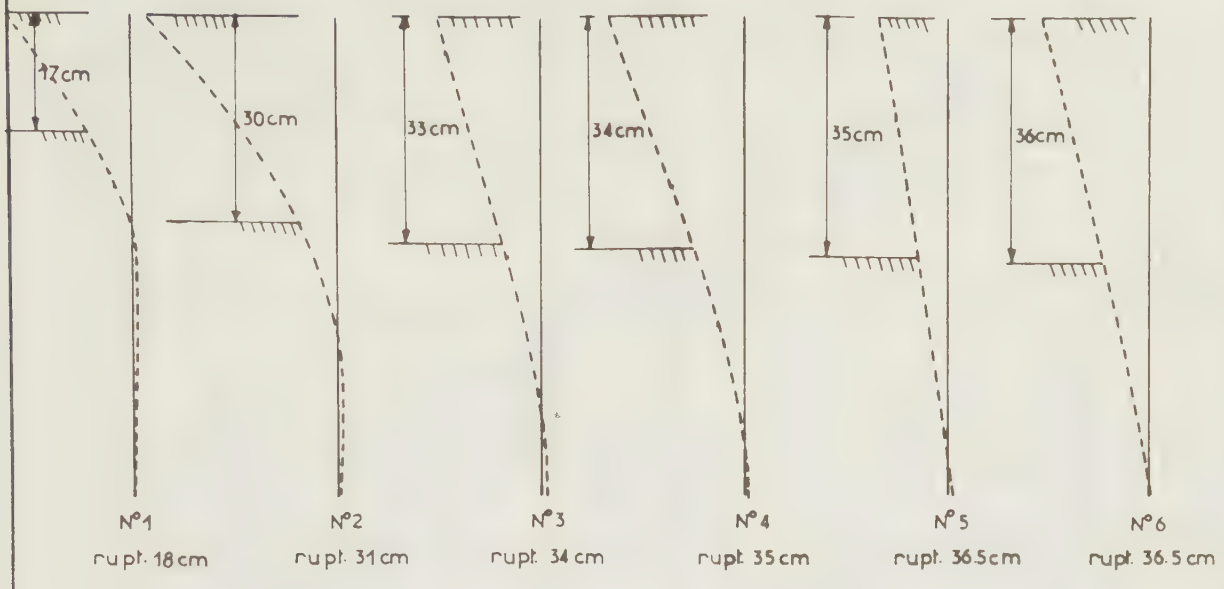
Enfin, en nous appuyant sur des études statistiques d'accidents survenus sur des chantiers, nous avons jugé nécessaire au terme de ce mémoire d'insister sur les problèmes de construction qui peuvent se présenter : les règles énoncées dans cette dernière partie ayant pour but de montrer que la sécurité est plus souvent tributaire du bon sens du constructeur que d'un calcul compliqué.

Notre étude, nous l'avons souvent signalé, à cause de l'angle de frottement très faible des rouleaux de notre modèle (ϕ = 26 °), ne peut avoir qu'une valeur qualitative. Notre tentative pour augmenter l'angle de frottement des rouleaux (rouleaux sablés), s'est soldée par un demi-échec. Nous sommes persuadés que des progrès nouveaux peuvent être réalisés en utilisant un modèle de sol à rouleaux de section non circulaire, mais quelconque, par exemple triangulaire, hexagonale, etc..., permettant d'augmenter notablement l'angle de frottement. Parallèlement, des études à trois dimensions peuvent être réalisées sur du sable, le modèle de mur à étudier étant compris entre deux modèles de même forme mais fixes, afin de diminuer sinon d'éliminer, les effets de bords. Du point de vue théorique un progrès important sera fait lorsqu'il sera possible d'adapter une méthode de calcul globale, comme la méthode des éléments finis, qui ne sépare pas l'étude de l'action du remblai sur le mur et l'étude de la réaction du sol de fondation.

ANNEXES

- ANNEXE 1 -

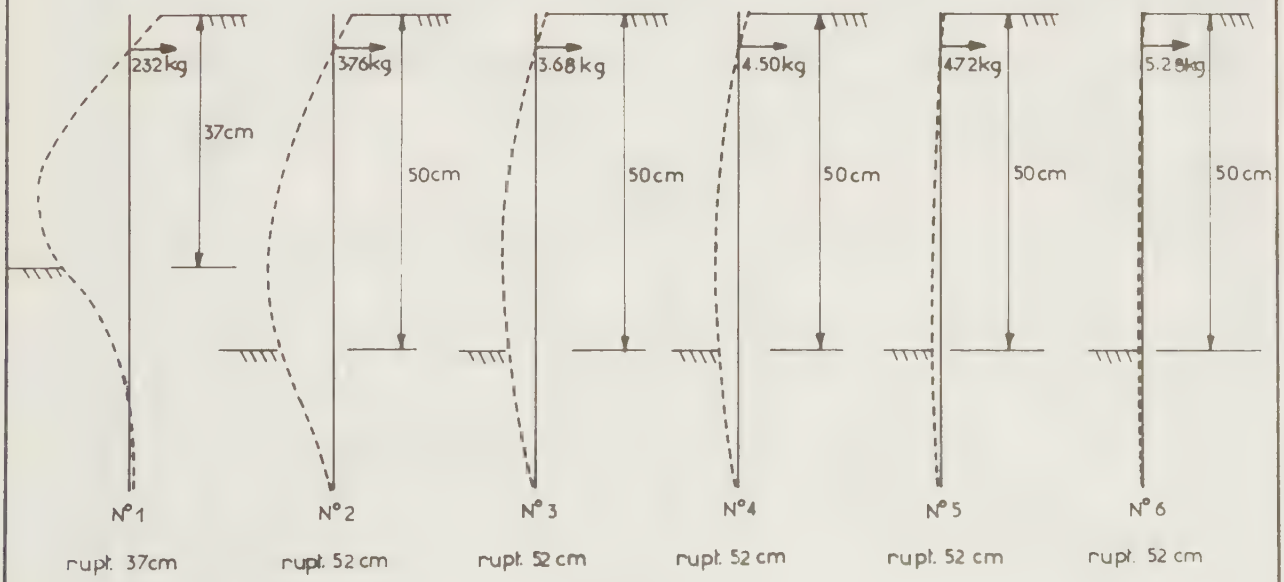
palpl. non ancrée

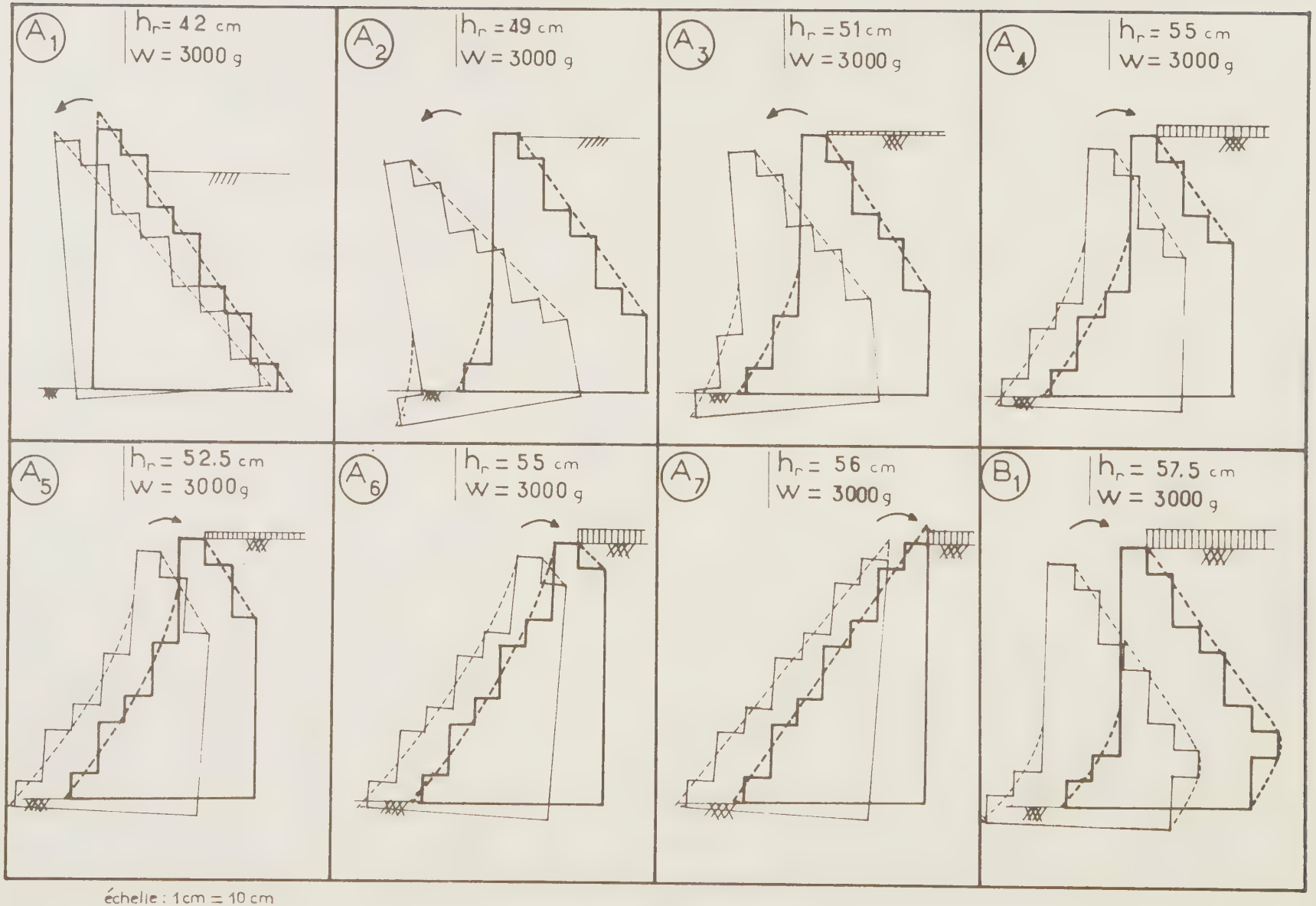


echelle | vert. : 1cm = 10 cm
horiz.: 1cm = 2cm

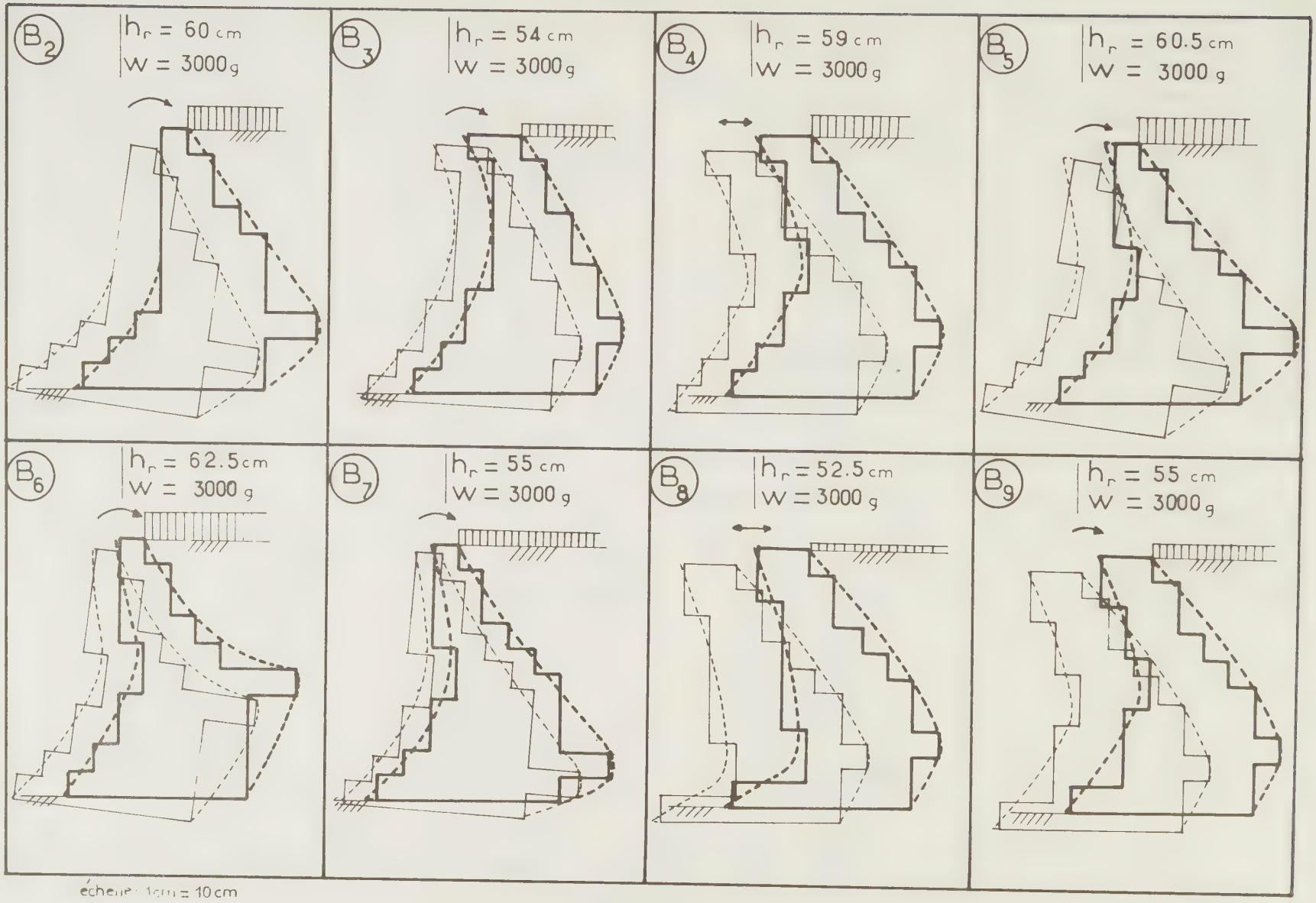
_____ position initiale.
------ avant rupture.

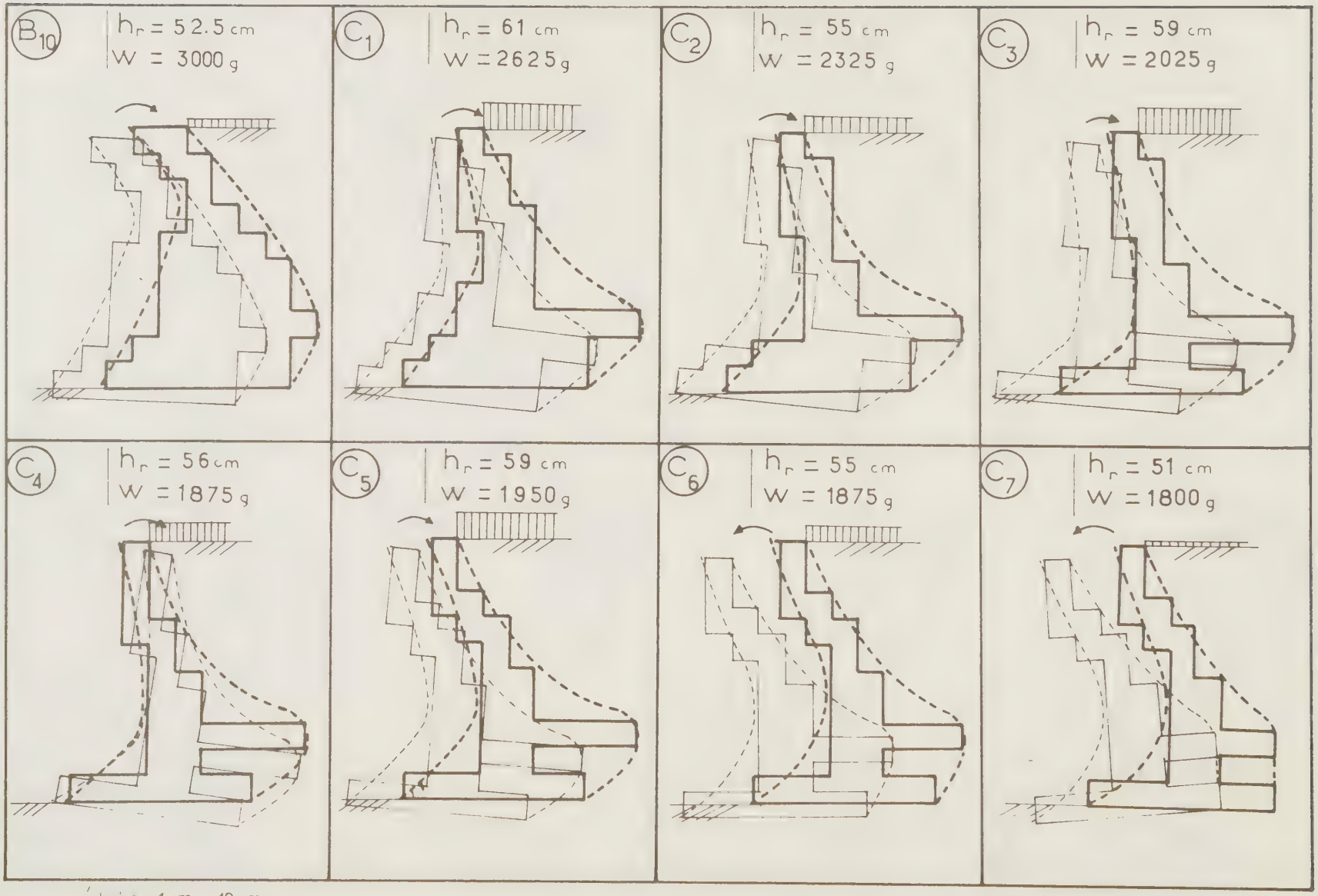
palpl. ancrée



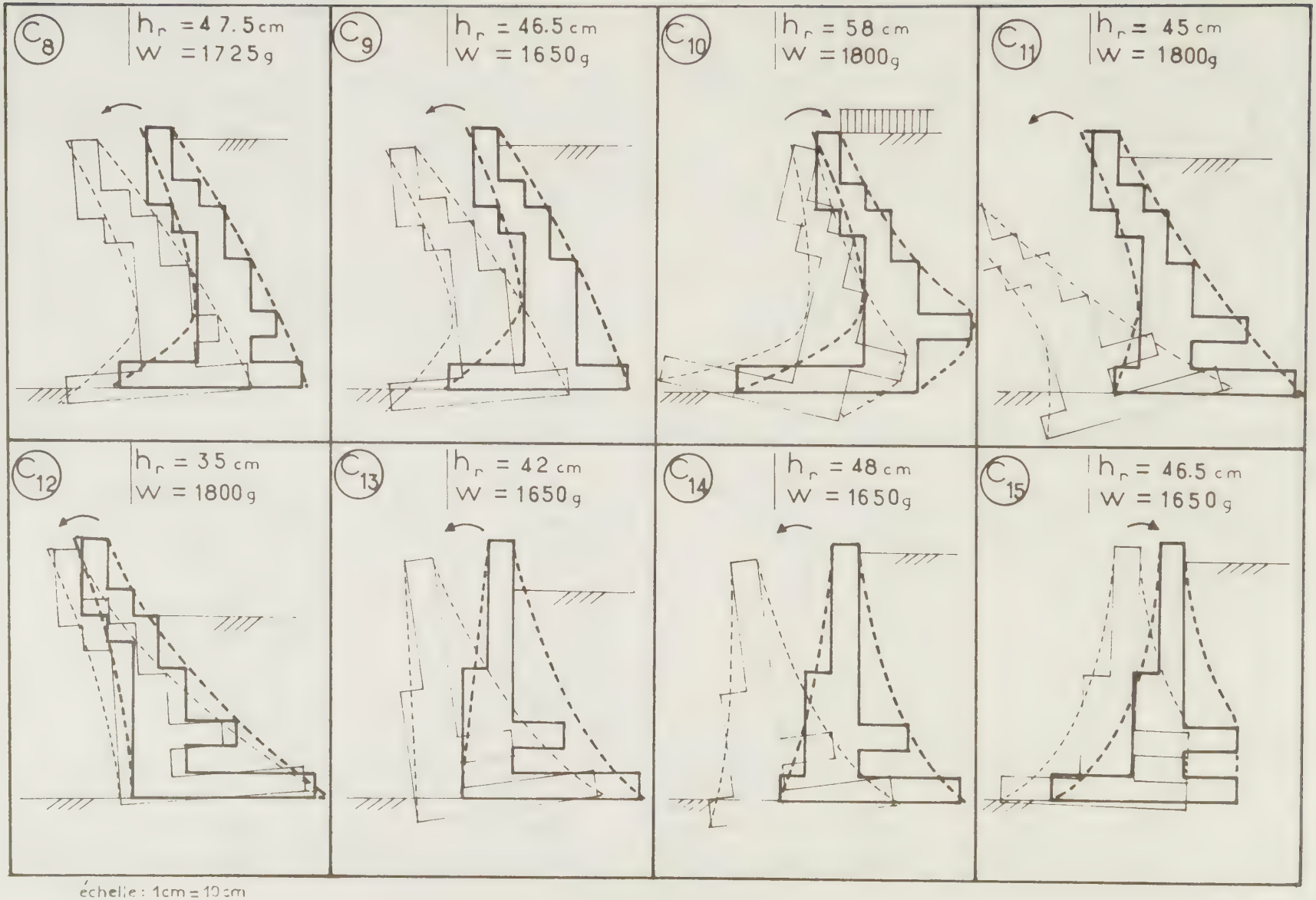


échelle : 1 cm = 10 cm

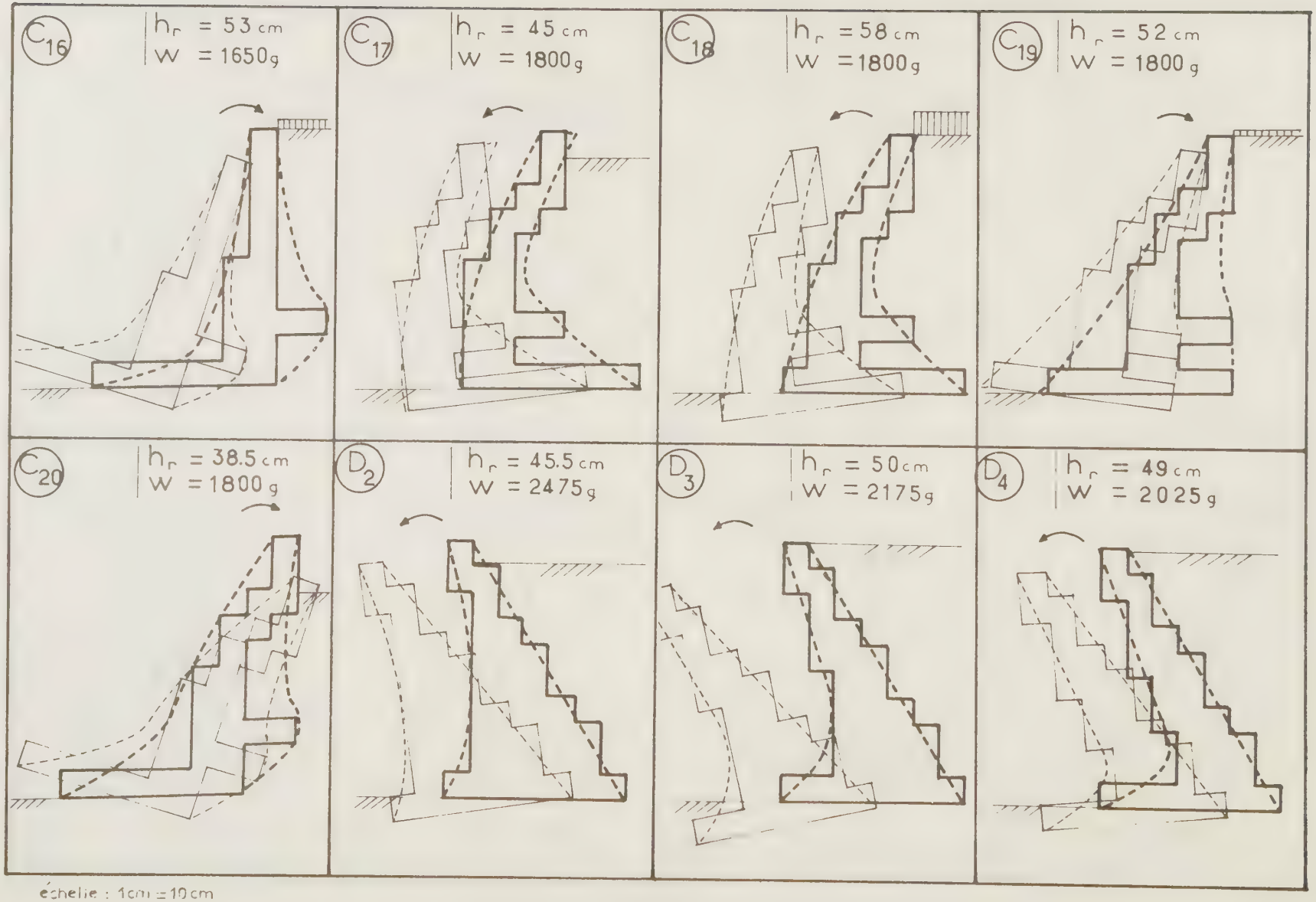

B2
hr = 60 cm
w = 3000 g
B3
hr = 54 cm
w = 3000 g
B4
hr = 59 cm
w = 3000 g
B5
hr = 60.5 cm
w = 3000 g
B6
hr = 62.5 cm
w = 3000 g
B7
hr = 55 cm
w = 3000 g
B8
hr = 52.5 cm
w = 3000 g
B9
hr = 55 cm
w = 3000 g
échelle : 1cm = 10 cm



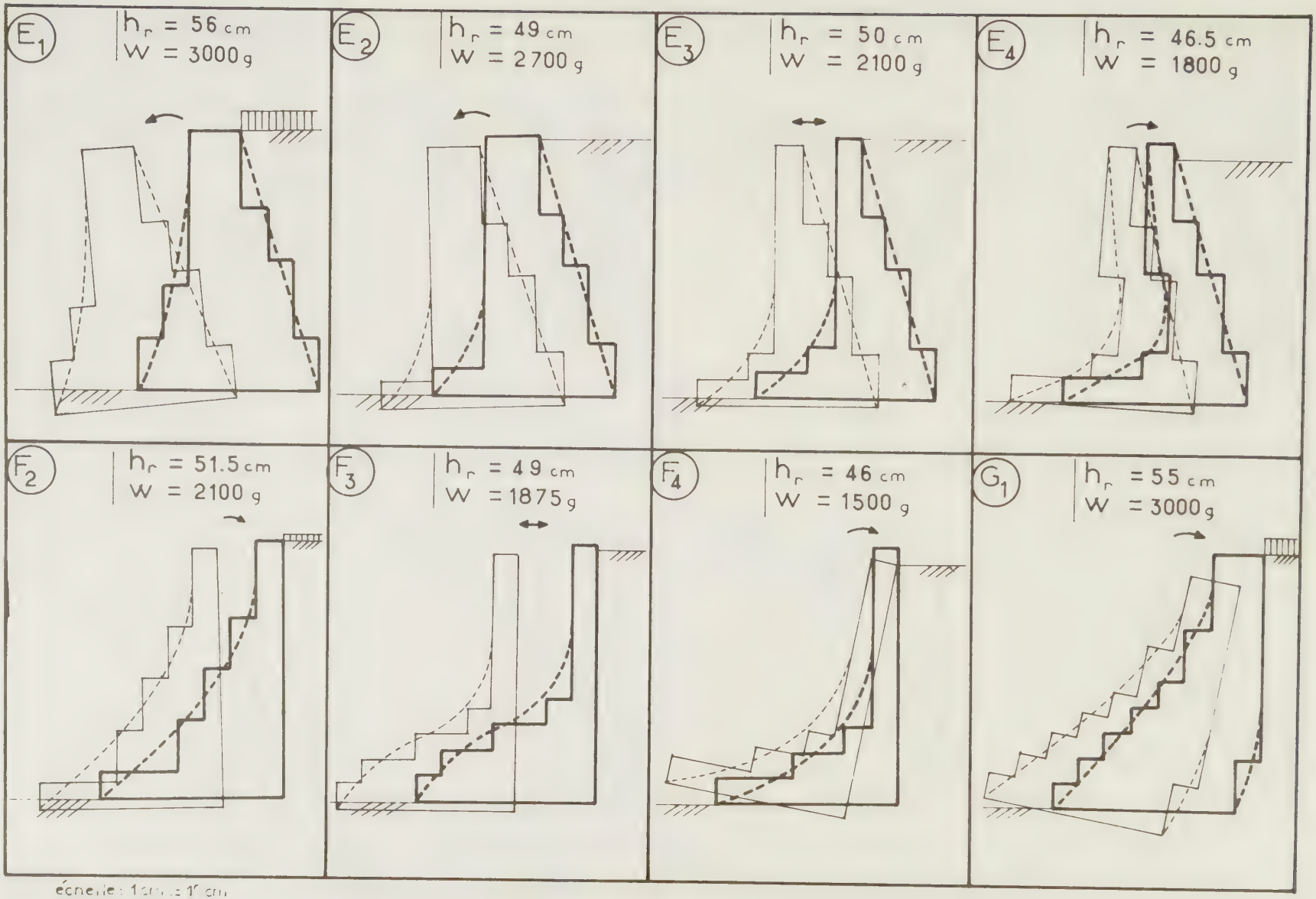
échelle 1 cm : 10 cm



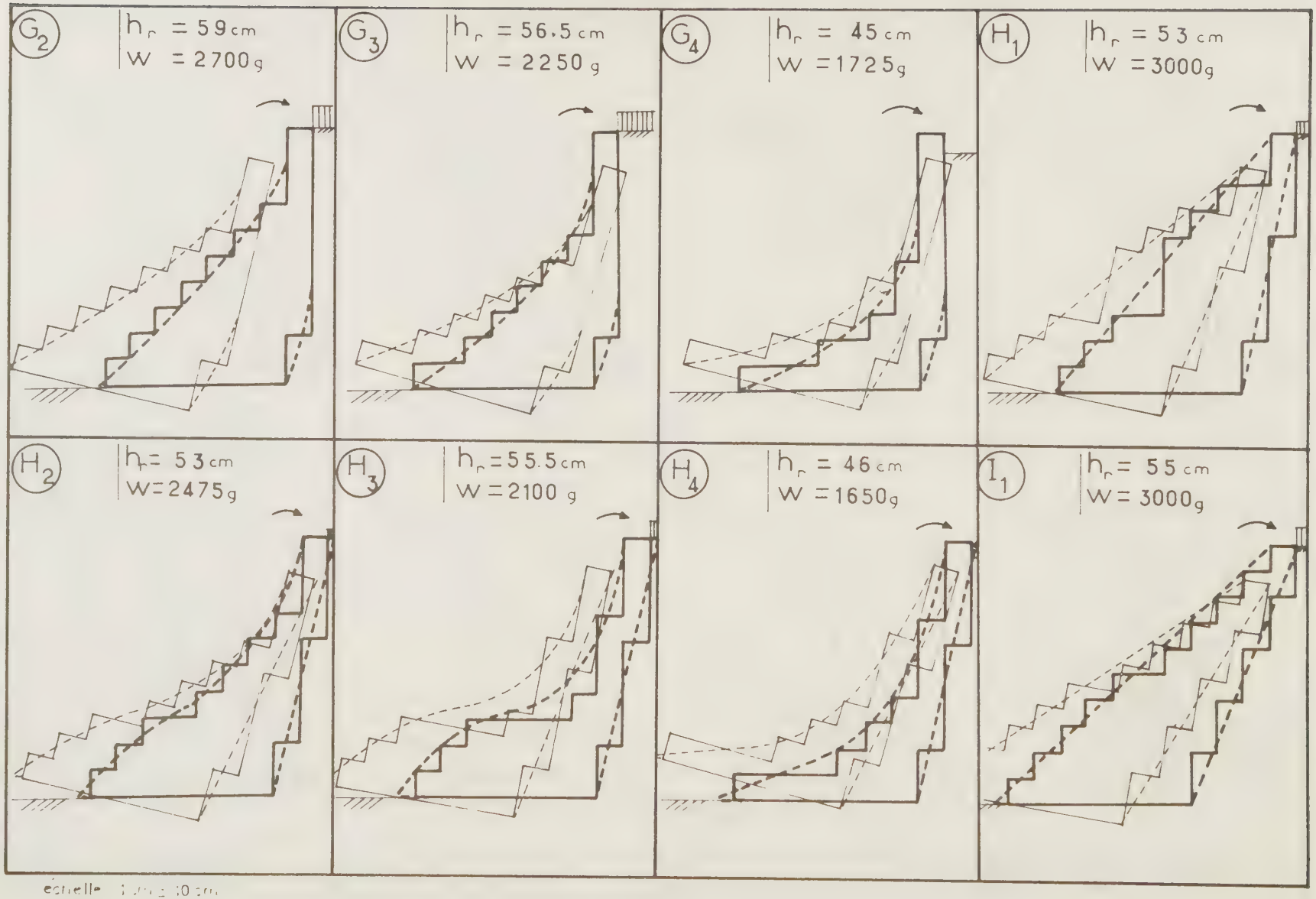
échelle : 1cm = 10 cm



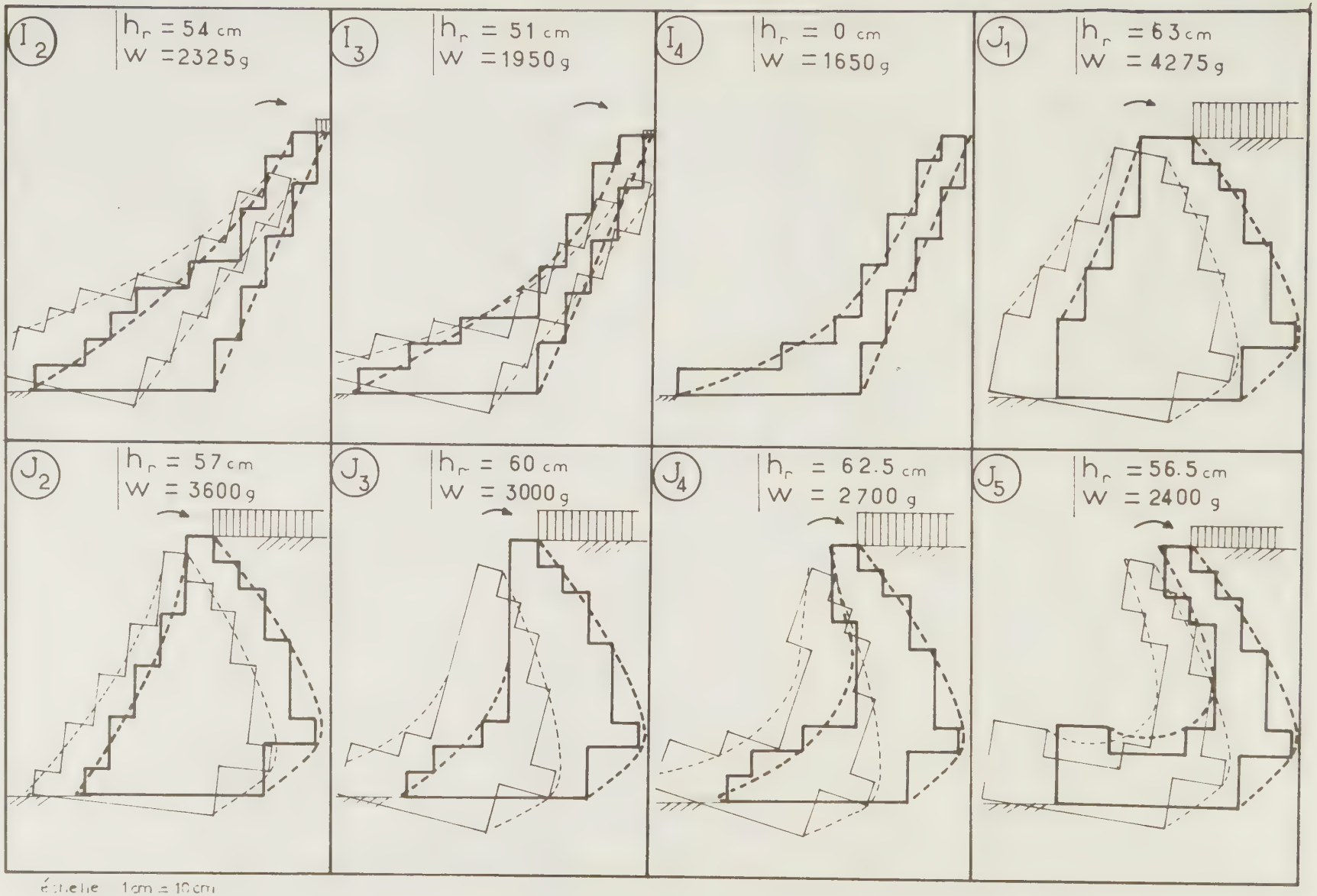
échelle : 1cm = 10 cm

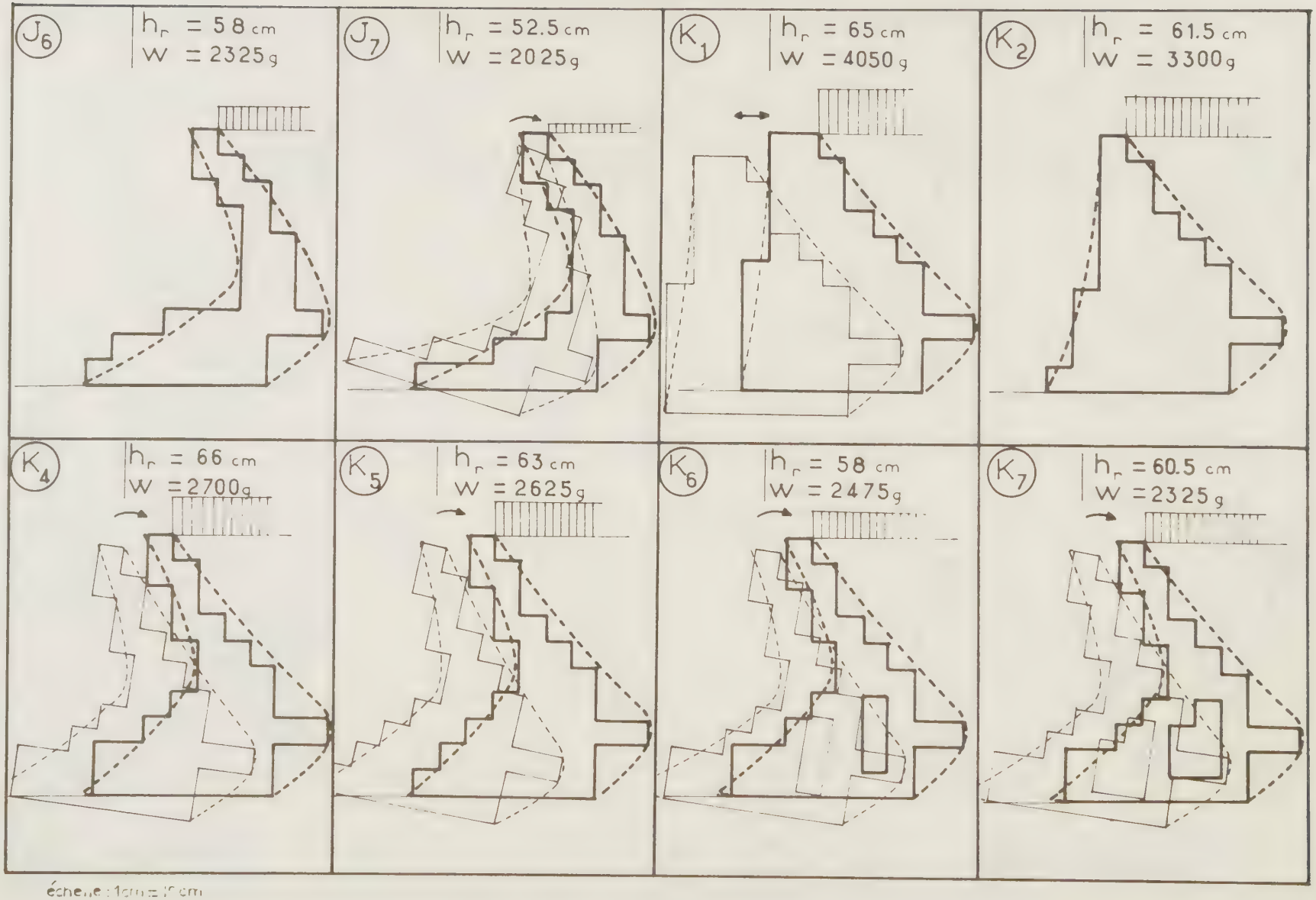


échelle : 1 cm = 1 cm

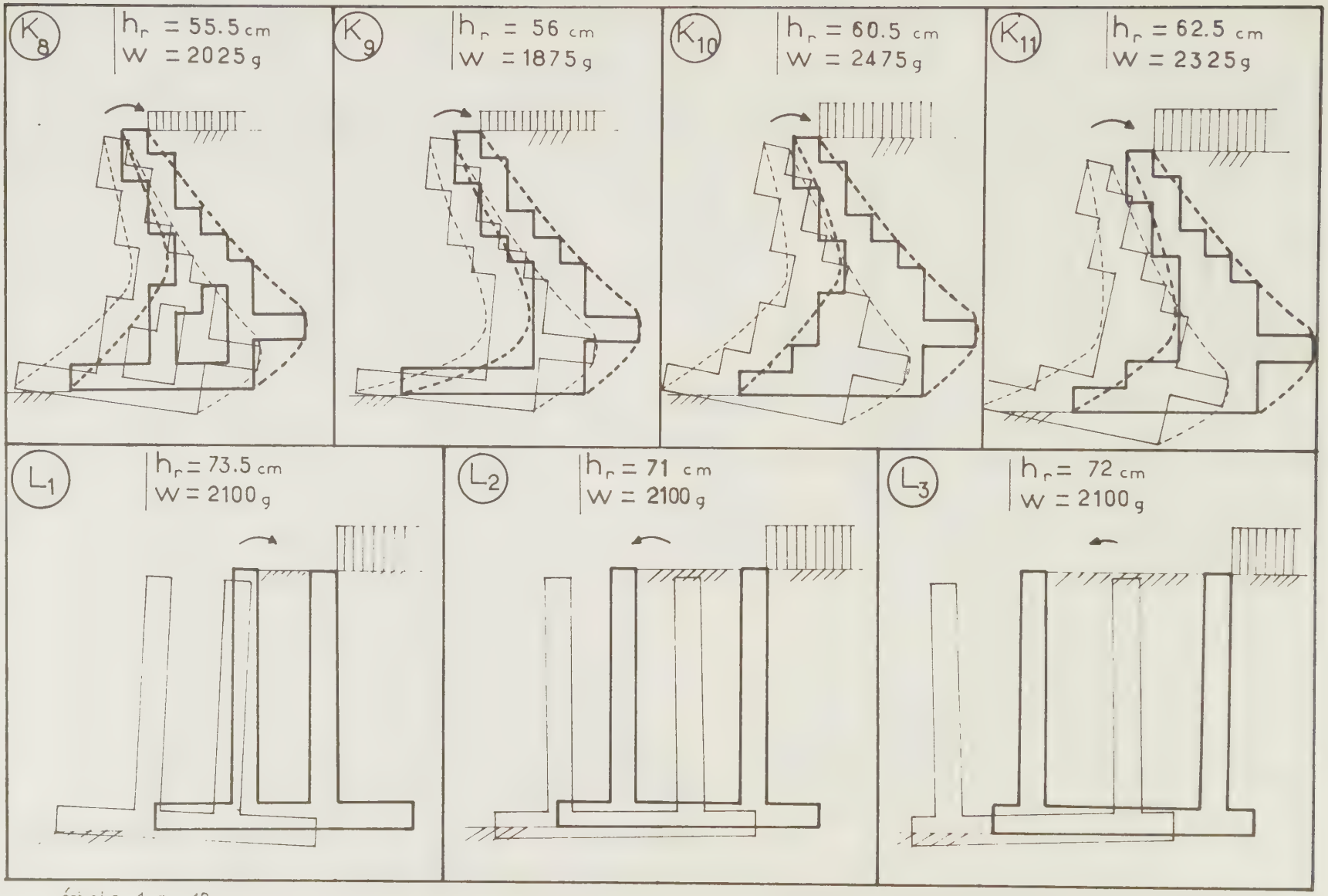


échelle 1 cm = 10 cm


I2
hr = 54 cm
w = 2325 g
I3
hr = 51 cm
w = 1950 g
I4
hr = 0 cm
w = 1650 g
J1
hr = 63 cm
w = 4275 g
J2
hr = 57 cm
w = 3600 g
J3
hr = 60 cm
w = 3000 g
J4
hr = 62.5 cm
w = 2700 g
J5
hr = 56.5 cm
w = 2400 g
échelle 1 cm = 10 cm

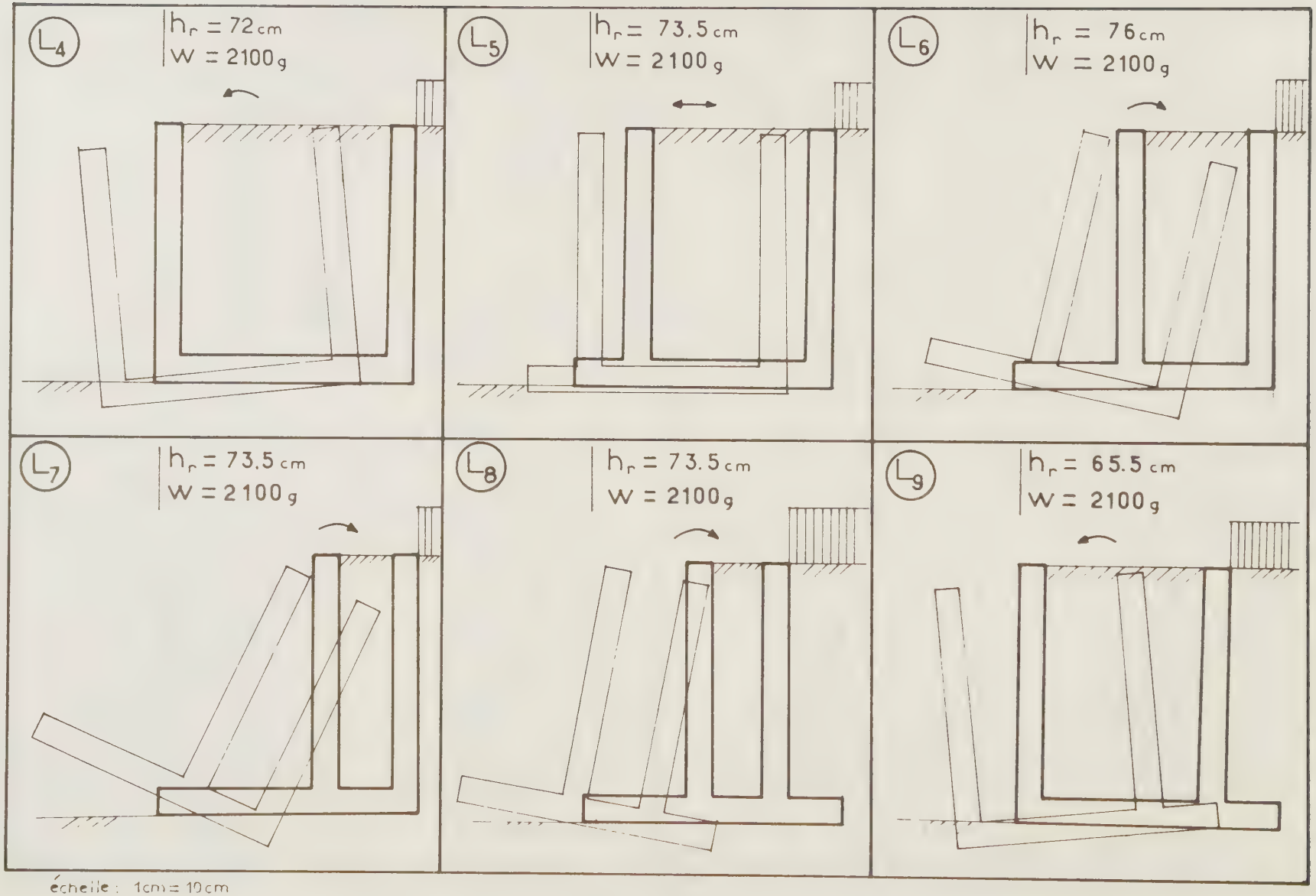


échelle : 1cm = 10 cm

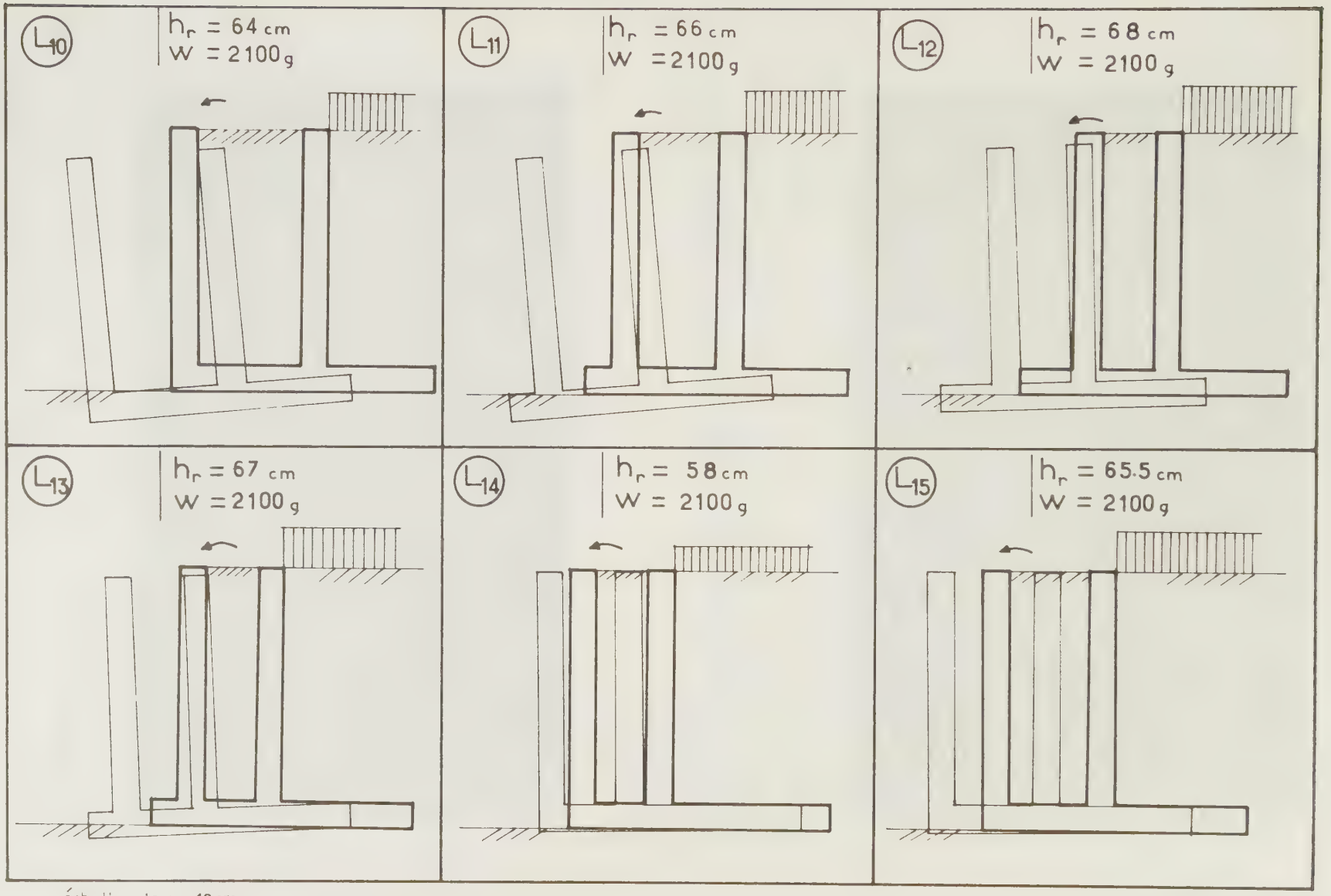


échelle : 1 cm = 10 cm

- ANNEXE 12 -



échelle : 1cm = 10cm



échelle : 1cm = 10cm

ANNEXE 14

Photographie n° 1 -

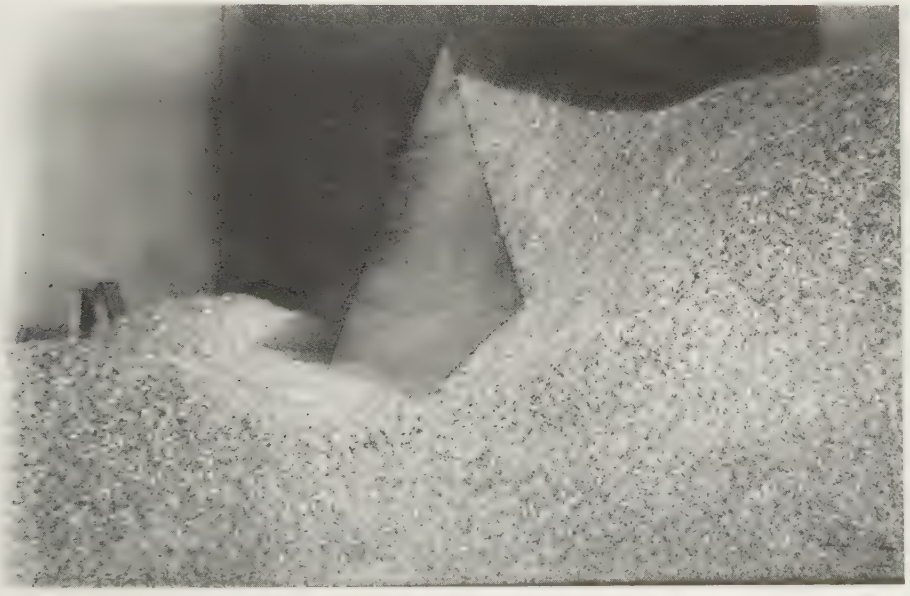
Rupture du mur : $\lambda = 25°$, $\alpha = 60°$, B = 11 cm, b = 10 cm. (rotation positive). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe C).

Photographie n° 2 -

Rupture du mur : $\lambda = 25°$, $\alpha = 60°$, B = 16 cm, b = 10 cm. (rotation négative). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe C).

Photographie n° 3 -

Rupture du mur : $\lambda = 36°$, $\alpha = 60°$, B = 18 cm, b = 15 cm, (rotation positive). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe C).



Photographie n° 4 -

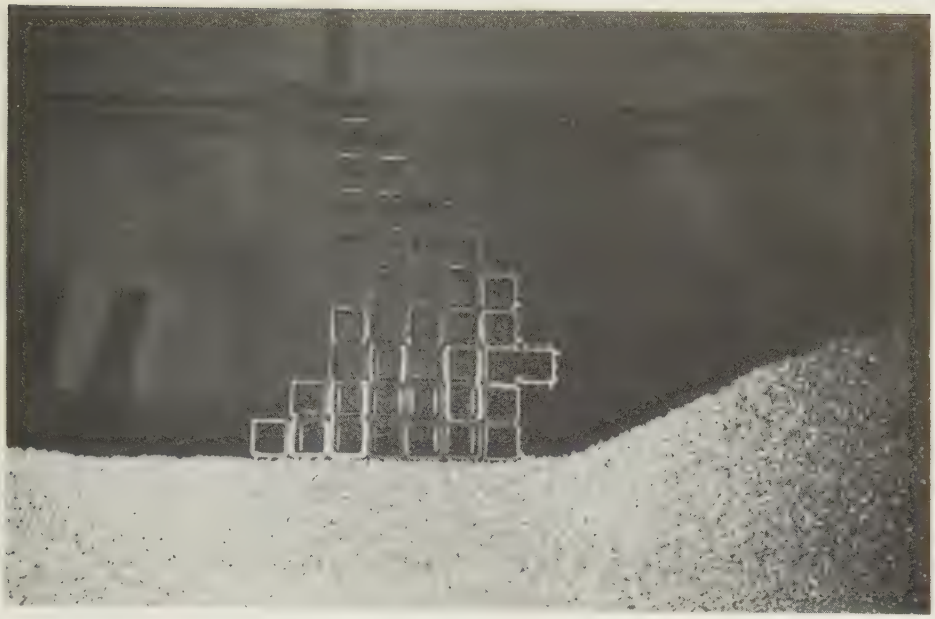
Rupture du mur : $\lambda = 36°$, $\alpha = 60°$, B = 23 cm, b = 20 cm. (rotation négative). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe C).

Photographie n° 5 -

Rupture du mur : $\lambda = 36°$, $\alpha = 26°$, B = 28 cm, b = 5 cm. (rotation positive). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe C).

Photographie n° 6 -

Rupture du mur : $\lambda = 36°$, $\alpha = 26°$, B = 23 cm, b = 20 cm. (rotation négative). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe C).



Photographie n° 7 :

Mur B_4 avant remblaiement. Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe D).

Photographie n° 8 :

Rupture du mur B_4 (translation). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe D).

Photographie n° 9 :

Rupture du mur B_1 (rotation négative). Appareil fixe (3e partie, chapitre 3, paragraphe D).

Photographie n° 10 :

Rupture du mur B_2 (rotation négative). Appareil solidaire du mur (3e partie, chapitre 3, paragraphe D).

SOMMAIRE

	Pages
AVANT-PROPOS	5
PRINCIPALES NOTATIONS	7
INTRODUCTION	9
PREMIERE PARTIE : GENERALITES	10
CHAPITRE 1 : LOI RHEOLOGIQUE	11
1 - Chemin oedométrique rigide	11
2 - Mesure de K_o au triaxial	12
3 - Chemins oedométriques dilatables	13
4 - Autres définitions de K_o	24
CHAPITRE 2 : ETAT DE CONTRAINTE IN-SITU	30
1 - Sol quelconque	30
2 - Sol sédimenté	31
REFERENCES 1ère partie	34
DEUXIEME PARTIE : PRESSION DES TERRES DEPOSEES DERRIERE UN ECRAN FIXE .	36
CHAPITRE 1 : SOL HORIZONTAL	37
1 - Ecran vertical	37
1.1. Ecran vertical lisse	37
1.2. Ecran vertical rugueux	38
1.3. Zone limitée : silos	38
1.3.a. Formules de répartition des contraintes normales σ_n	39

1.3.b. Etablissement d'une formule simplifiée..... 40
1.3.c. Expériences à deux dimensions 44
1.3.d. Pression lors de la vidange 46

2 - Ecran incliné 48
2.1. Généralisation du coefficient K_o pour un écran incliné : K_{o1} 48
2.2. Expériences 50

CHAPITRE 2 : SOL INCLINE 51

1 - Ecran vertical 51
1.a. Expériences 51
1.b. Calcul approché 53

2 - Ecran incliné 56

REFERENCES 2ème partie 57

TROISIEME PARTIE : PRESSION DES TERRES DEPOSEES DERRIERE UN ECRAN SUSCEPTIBLE DE SE DEPLACER 59

CHAPITRE 1 : DEPLACEMENT IMPOSE 61
1 - Ecran vertical 61
1.1. Translation 61
1.1.a. Ecran soutenant un remblai 61
1.1.b. Ecartement des parois d'un cylindre 61
1.1.c. Ecartement et soulèvement des parois d'une fondation 64
1.1.d. Déplacement d'un écran plongé dans le sol . 67

1.2. Rotation 71
1.2.1. Résultats de Biarez 71
1.2.2. Résultats de Boucraut 72
1.2.3. Résultats de Capelle 76

2 - Ecran incliné 79
2.1. Translation 79
2.2. Rotation 80

CHAPITRE 2 : REMBLAI DERRIERE PALPLANCHE 82

1 - Sans ancrage 82
1.1. Expériences 82
1.2. Quelques méthodes de calcul 85
1.2.a. Méthode de Blum 85
1.2.b. Méthode linéaire 85
1.2.c. Application de la méthode des caractéristiques . 86
1.2.d. Méthode de Brinch Hansen 86
1.2.e. Méthode de Biarez-Wiendieck 86
1.3. Palplanches flexibles 89

2 - Avec ancrage 92
2.1. Expériences (1 ancrage) 92
2.1.a. Ancrage parfaitement mobile 92
2.1.b. Ancrage fixe 94
2.2. Quelques méthodes de calcul 96
2.2.a. Méthode de Verdeyen et Roisin 96
2.2.b. Méthode de Tschébotarioff 96
2.3. Palplanches flexibles 97
2.4. Plusieurs ancrages 98

CHAPITRE 3 : REMBLAI DERRIERE MURS 101

A - Généralités 101
1. Hypothèses générales 101
2. Action des terres sur le mur 102
2.1. Pression des terres sur le parement amont 102
2.2. Calcul de la force portante limite 104
3. Coefficients de sécurité 108
3.1. Coefficients de sécurité classiques 108
3.1.1. Coefficient au renversement 108
3.1.2. Coefficient au glissement 108
3.2. Coefficients de sécurité proposés 108
3.2.1. Définitions 108
3.2.2. Expression approchée de F en fonction de F_1 111
3.2.3. Expression approchée de $\frac{F_2}{F_1}$ en fonction de ε et ε_1 114
3.3. Comparaison des coefficients de sécurité 115

B - Synthèse des expériences à la rupture déjà réalisées 116
1. Murs cantilevers 116
2. Murs poids de section triangulaire 124
3. Murs à rideaux et stabilisateurs arrière 127
4. Murs réels 133

C - Murs tronqués 134
1. Présentation des essais 134
1.1. Caractéristiques du sol 134
1.2. Caractéristiques des murs 134
1.3. Essais réalisés 137
2. Calcul de la poussée sur le mur 138
2.1. Poussée en milieu non pesant 138
2.2. Poussée en milieu pesant 140
2.2.1. Première méthode de calcul 140
2.2.1. Deuxième méthode de calcul 142
2.3. Application au calcul des murs 142
2.3.1. Mur tel que $\lambda = 25°$, $\alpha = 60°$ 142
2.3.2. Mur tel que $\lambda = 36°$, $\alpha = 60°$ 145
2.3.3. Mur tel que $\lambda = 36°$, $\alpha = 26°$ 145
3. Résultats 146
3.1. Présentation et discussion des résultats 146
3.2. Interprétation des résultats 173
3.3. Conclusions 176

D - Murs de formes quelconques 178
1. Présentation des essais 178
2. Recherches de la forme optimale 179
2.1. Expériences réalisées et calculs 179
2.1.1. Généralités 179
2.1.2. Exemple de calcul 180
2.2. Expériences préliminaires 190
2.2.1. Série A 190
2.2.2. Série B 190
2.2.3. Série C 191

2.3. Profil optimal 193
2.3.1. Expériences 193
2.3.2. Discussion 196
2.3.2.1. Profil optimal 196
2.3.2.2. Etude économique 197
2.4. Expériences sur des rouleaux sablés 205

CHAPITRE 4 : FACTEURS INFLUANT SUR LA STABILITE 208
1. Murs à base inclinée 208
2. Rôle du remblai aval 213
3. Influence d'un talon sous la base 217
4. Influence d'une base rigide sous-jacente 223
5. Mur proche d'une paroi rigide inclinée 226
6. Influence de la position du stabilisateur arrière 230
7. Mur cantilever à stabilisateur 232
8. Murs cellulaires 233
8.1. Parois centrées 233
8.2. Parois excentrées 235

REFERENCES 3ème partie 240

QUATRIEME PARTIE : PROBLEMES CONSTRUCTIFS 243

CHAPITRE 1 : OUVRAGES EN PALPLANCHES PLATES 245
1 - Résultats de l'étude 245
1.1. Milieu pulvérulent 245
1.2. Milieu cohérent 246
2 - Règles à observer 246
2.1. Dangers dus au type d'ouvrage 246
2.2. Dangers dus à la mise en place 246

CHAPITRE 2 : MURS DE SOUTENEMENT 248
1 - Classification des sinistres 249
1.1. Dimensionnement insuffisant de la base de l'ouvrage 249
1.2. Absence ou défaillance du système de drainage 249
1.3. Défaillance mécanique de la paroi verticale du mur. 250
1.4. Fautes commises lors du remblaiement 250

2 - Conclusions 250

REFERENCES 4ème partie 252

CONCLUSION 253

ANNEXES 255